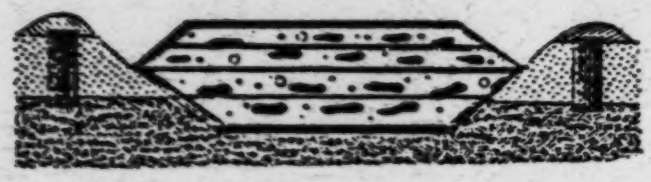
National Research Council Canada
Conseil national de recherches Canada

SÉMINAIRE SUR LES BARRIÈRES GÉOLOGIQUES POUR LE CONTRÔLE DE LA CONTAMINATION DES EAUX AUX SITES D'ENFOUISSEMENT

WORKSHOP ON SOIL BARRIERS TO CONTROL GROUNDWATER CONTAMINATION AT LANDWASTE DISPOSAL SITES

Comptes-rendus / Conférences et discussions
Proceedings / Conferences and discussions



Sponsored by the Subcommittee on
Soil and Rock Engineering

Sous le patronage du
Sous-comité de génie du sol et des roches

Associate Committee on Geotechnical Research
Technical Memorandum No. 143
NRCC 28546

Comité associé de recherches géotechniques
Mémoire technique N^{O} 143F
CNRC 28546F

Hôtel Méridien, Montréal / Meridien Hotel, Montreal
31 Mars 1987 / March 31, 1987

Price / Prix $10.00

Canada

88-04450/

The Associate Committee on Geotechnical Research is one of about thirty special committees which assist the National Research Council in its work. Formed in 1945 to deal with an urgent wartime problem involving soil and snow, the Commiteee is now performing its intended task of coordinating Canadian research studies concerned with the physical and mechanical properties of Snow and Ice, Peatlands, Permafrost, Urban Engineering Terrain Problems, Soil and Rock Engineering, and Marine Geotechnical Engineering. The Committee consists of about twenty Canadians appointed as individuals and not as representatives, each for a three-year term. Enquiries will be welcomed and should be addressed to: The Secretary, Associate Committee on Geotechnical Research, c/o Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, K1A OR6.

This publication is one of a series being produced by the Associate Committee on Geotechnical Research of the National Research Council of Canada. It may therefore be reproduced without amendment, provided that the Institute is told in advance and that full and due acknowledgement of this publication is always made. No abridgment of this report may be published without the written authority of the Secretary of the ACGR. Extracts may be published for purposes of review only.

****

Le Comité associé de recherches géotechniques est l'un des quelque trente comités spécieux qui assistent le Conseil national de recherches dans ses fonctions. Créé en 1945 pour s'occuper de problèmes ayant trait aux sols et à la neige et urgents par suite de la guerre, le Comité remplit maintenant le rôle qui lui était destiné, celui de coordonner au Canada les recherches portant sur les propriétes physiques et mécaniques du sol canadien. Il s'acquitte de ses fonctions par l'intermédiaire des sous-comités de la neige et de la glace, des marécages, du pergélisol, des problèmes l'ingénierie urbaine relatifs au terrain et de génie du sol et des roches, et de génie géotechnique marin. Le Comité se compose d'environ vingt canadiens nommés à titre individuel, et répondrons avec plaisir à vos demandes de renseignement. Veuillez les adresser à:

Le Secrétaire
Comité associé de recherches géotechniques
a/s Institut de recherche en construction
Conseil national de recherches
Ottawa, Ontario K1A OR6

La présente publication fait partie d'une série réalisée par le Comité associé de recherches géotechniques du Conseil national de recherches. Elle peut donc être reproduite telle quelle à condition que l'institut en soit prévenue au préalable et que l'on mentionne toujours la présente publication. Il est interdit de publier tout résume du présent rapport sans le consentement écrit du secrétaire du CARG, seule sont authorisée les extraits cités dans un comptes rendus.

SÉMINAIRE SUR LES BARRIÈRES GÉOLOGIQUES POUR LE CONTRÔLE DE LA CONTAMINATION DES EAUX AUX SITES D'ENFOUISSEMENT

WORKSHOP ON SOIL BARRIERS TO CONTROL GROUNDWATER CONTAMINATION AT LANDWASTE DISPOSAL SITES

COMPTES-RENDUS / CONFÉRENCES ET DISCUSSIONS
PROCEEDINGS / CONFERENCES AND DISCUSSIONS

HÔTEL MÉRIDIEN MONTRÉAL / MERIDIEN HOTEL, MONTREAL
31 MARS 1987 / MARCH 31, 1987

Organisé par / Organized by:

LE GROUPE GÉOTECHNIQUE DE MONTRÉAL (GGM)
THE MONTREAL GEOTECHNICAL GROUP (MGG)

and

LE CENTRE DE RECHERCHE GÉOTECHNIQUE, UNIVERSITÉ McGILL
GEOTECHNICAL RESEARCH CENTRE, McGILL UNIVERSITY

Parrainé par / Sponsored by:

MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT DU QUÉBEC (MENVIQ)
MINISTRY OF THE ENVIRONMENT, QUEBEC (MENVIQ)

and

CONSEIL NATIONAL DE RECHERCHE DU CANADA (CNRC)
NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA (NRCC)

Publié par / Published by
Le Conseil National de Recherche du Canada (CNRC)
National Research Council of Canada (NRCC)

Distribué par / Distributed by
Le Groupe Géotechnique de Montréal (GGM)
The Montreal Geotechnical Group (MGG)

AVANT-PROPOS

Ce séminaire sur le rôle des barrières géologiques pour le contrôle de la contamination des eaux souterraines aux sites d'enfouissement a été organisé par la section montréalaise de la Société canadienne de géotechnique, en collaboration avec le Centre de recherche géotechnique de l'Université McGill et avec l'appui du Ministère de l'environnement du Québec et du Comité associé de recherche en géotechnique du Conseil national du Canada. L'objectif du séminaire était de présenter un aperçu de l'état des connaissances et surtout de faire le point sur l'expérience québécoise dans le domaine. Le séminaire a été un franc succès, avec une assistance de 175 personnes et a donné lieu à des discussions enrichissantes, autant sur l'état des connaissances que sur les différents cas pratiques présentés. Les présentations des différents conférenciers ont été reproduites dans ces comptes rendus, telles que transmises. La transcription des enregistrements lors des interventions de l'assistance et des discussions des panelistes est aussi incluse, sauf dans quelques cas où les enregistrements se sont avérés inaudibles dû à l'éloignement des microphones.

L'ouverture du colloque a été faite par monsieur Nicola Capozio, ing., président de la section montréalaise de la Société canadienne de géotechnique, qui a appuyé sur l'importance du sujet traité dans ce séminaire. Le professeur Robert Quigley de l'université Western Ontario a ensuite situé ce séminaire à l'intérieur d'un programme national mis de l'avant par le Comité associé de recherche en géotechnique du Conseil national du Canada. Après un premier rapport sur les aspects géotechniques de la contamination des eaux souterraines, émis en 1983 par un groupe de travail créé par le Comité associé de recherche en géotechnique, il fut décidé, à l'automne 1985, d'organiser des séminaires sur le rôle des barrières géologiques dans les différentes régions du Canada. Les comptes rendus de ces séminaires permettront d'avoir une bonne idée de l'expertise canadienne dans le domaine. Le séminaire de Montréal est donc le premier de la série. Deux autres séminaires sont prévus en 1988 dans les régions de Toronto et des provinces de l'ouest. Dans une deuxième phase, les renseignements recueillis dans ces séminaires devraient permettre la rédaction d'un manuel de pratique canadienne.

Nicola Capozio, président
Section de Montréal
Société canadienne de géotechnique

TABLE DES MATIERES

	PAGE
AVANT-PROPOS	ii
TABLE DES MATIÈRES	iii
COMITÉ ORGANISATEUR	v
ALLOCUTION D'OUVERTURE:	1
Prof. Raymond N. Yong: Problématique de l'utilisation de barrières géologiques pour l'enfouissement des déchets vis-à-vis la contamination des eaux souterraines	
SESSION I	
Président: **M. Guy Lefebvre,** Université de Sherbrooke	
THÈME 1: RÉGLEMENTATION	23
M. Raymond Perrier: Normes et directives sur l'entreposage et l'enfouissement des déchets au Québec	24
THÈME 2: CONCEPTION ET COMPORTEMENT DES BARRIERES GÉOLOGIQUES	25
Prof. Robert Quigley: Compatibilité entre les argiles et les lixiviats	26
Prof. John A. Cherry: Propriétés hydrogéologiques et diffusion des contaminants dans les argiles naturelles	44
PANEL - SESSION I	55
DÉJEUNER-CAUSERIE:	
M. Georges Simard, ing., MENVIQ: Synthèse des travaux sur les sites d'enfouissement au Québec	67

TABLE DES MATIÈRES (suite)

PAGE

SESSION II

Président:
M. Georges Simard, ing., MENVIQ

THÈME 3: ÉTUDE DE CAS 79

Mme Françoise Huppertz: 81
Confinement de sols contaminés en cellule étanche à Ville LaSalle

M. Marc Boulé et M. Jean-Robert Larouche: 90
Imperméabilisation post-construction d'étangs aérés au moyen de bentonite

M. Michel Lesage: 107
Utilisation de membranes pour contrôler les eaux de lixiviation - L.E.S. Drummondville

Dr. Robert Chapuis: 117
Piézomètres hydrauliques et risques d'erreur associés

PANEL - SESSION II 146

FERMETURE DU SÉMINAIRE 158

LISTE DES PARTICIPANTS 160

COMITÉ ORGANISATEUR

NICOLA U. CAPOZIO

Président - Groupe Géotechnique de Montréal
Ingénieur, NCL Envirotek Inc.

JACQUES BOURBONNAIS

Vice-président - Groupe Géotechnique de Montréal
Ingénieur, Roctest Limitée

MARTIN TREMBLAY

Secrétaire-trésorier - Groupe Géotechnique de Montréal
Ingénieur, Mon-Ter-Val Inc.

DIANA MOURATO

Microbiologiste et asscciée de recherche au
Centre de Recherche Géotechnique de
l'Université McGill (1)

(1) Actuellement chez Sanexen Inc.

Ont également contribué très activement à l'organisation de cet événement:

PETER ROSENBERG

Ingénieur
Lupien, Rosenberg & Associés

ROBERT P. CHAPUIS

Directeur régional, Québec-Ouest - Société Canadienne de Géotechnique
Chercheur à l'École Polytechnique de Montréal

RALPH LUDWIG

Biologiste et associé de recherche au Centre de Recherche Géotechnique de l'Université McGill

ALLOCUTION D'OUVERTURE

PROF. RAYMOND N. YONG

DIRECTEUR, CENTRE DE RECHERCHE GÉOTECHNIQUE DE L'UNIVERSITÉ McGILL

DIRECTEUR DU SCGC "NATIONAL TASK FORCE ON MANAGEMENT OF WATER CONTAMINATION"

"Problématique de l'utilisation de barrières géologiques pour l'enfouissement des déchets vis-à-vis la contamination des eaux souterraines"

PROBLEMS AND ISSUES IN LAND MANAGEMENT AND WASTE DISPOSAL VIS-A-VIS GROUNDWATER CONTAMINATION

by

Raymond N. Yong*

INTRODUCTION

So long as the OPTIONS OF FIRST RESORT (waste reduction, waste minimization, and re-cycling) are not fully developed for economic and reliable/safe usage, the OPTION OF LAST RESORT (i.e. landfilling waste management) will continue to be practised. One should note that implicit with the practice of landfilling waste management is the requirement that protection (i.e. non-contamination) of groundwater quality is assured. Thus, in addition to the exercise of this option of last resort as a general operating procedure, one also needs to be concerned with historic landfilling sites which constitute present and past disposal source locations for potential contamination of groundwater.

In view of the pressing need to provide safe and permanent disposal of hazardous and toxic waste, present techniques for land disposal of solid and liquid wastes are being critically scrutinized to ensure that health and safety standards are properly met. In addition, criteria and standards are being formulated and implemented to assure that the problem wastes are permanently contained and should thereby pose no health and safety hazard to the general populace and environment. By and large, protection of groundwater quality is of over-riding concern.

---

* William Scott Professor of Civil Engineering and Applied Mechanics, and Director, Geotechnical Research Centre, McGill University, Montreal, Canada

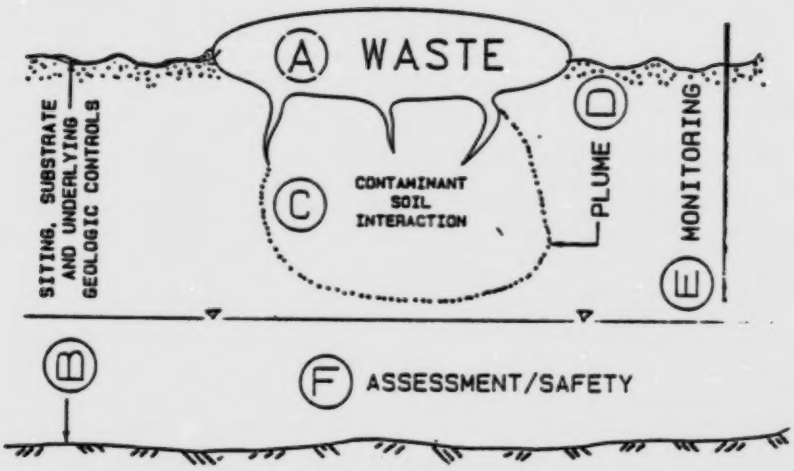
In examining the problems and issues that surround proper and safe landfilling waste management -- vis-a-vis groundwater protection, the main sets of problems can be viewed in terms of the various steps that form the sequence which begins with the waste product, and ends with monitoring and assessment of safety in operation of the waste landfill. The six parts of the overall problem consist of: [A] waste product and leachates generated, [B] siting, engineering/design, substrate and underlying geological controls, [C] physics, chemistry and biology of contaminant transport in and through the substrate - adsorption/interaction/transformation and attenuation characteristics, [D] contaminant transport prediction, [E] monitoring and measurements, and [F] assessment of operations and monitoring measurements to satisfy regulatory and other safety standards

THE GENERAL SETS OF PROBLEMS

Figure 1 shows a schematic of the overall landfilling waste management problem where the six parts A through F are highlighted. In the following discussion, the substrate material will be considered as a clay soil material -- either as an engineered clay barrier or as a natural material with or without membrane liners underlying the waste landfill. It should be observed that whilst it might be expedient to discuss the various issues of each part as though each part is a separate and independent component, in actual fact, all the components of the problem develop interactions through direct and indirect means. In addition, it should be noted that the issues and problems discussed are those that are thought to be of (a) particular importance to protection of groundwater quality or (b) influential in contamination (or control thereof) of groundwater.

MAJOR PROBLEM-RELATIONSHIPS AND INTERACTIONS

If groundwater quality is to be protected and preserved, the contaminant leachates emanating from the waste (A) must not be permitted to complete their migration through the substrate to reach the groundwater (aquifer). Local hydrology and hydrogeology both play important parts in the development of pathways -- in addition to the nature of the waste material contained in the landfill. Soluble products and compounds produced depend on the compositional characteristics of the waste. In turn, reactions and interactions with the substrate clay soil material will dictate retention, adsorption, and overall filtering of the contaminants as they progress (or do not progress) through the substrate material.



(A) Waste Products and Leachates

(B) Siting, Engineering/Design, Substrate and Underlying Geologic Controls

(C) Physics, Chemistry and Biology of Contaminant Transport in Substrate

(D) Contaminant Transport Prediction

(E) Monitoring and Measurements

(F) Assessment, Safety, Criteria

FIGURE 1 - LANDFILLING WASTE MANAGEMENT COMPONENTS

The time and spatial distribution of contaminants in the substrate material are thus seen to be functions of not only the waste leachate composition, concentration and loading, but also of the controls exercised by the local hydrology and hydrogeology. However, for purposes of evaluation and prediction, it is necessary to determine or establish the transport coefficients. These coefficients are not only functions of the types of contaminants and soil materials encountered, but also on the combinations of the various types and concentrations of contaminants. Thus, experimental determination of these coefficients becomes both difficult and tedious, and perhaps too restricted. Since mathematical prediction of advance of contaminant front will depend on how well one knows the physical and transmission properties of the system, it becomes evident that the overall interaction picture is indeed complex and interrelated. In the final analysis, it should be noted that the total interaction process is stochastic, and physical and modelling requirements need to recognize the situation.

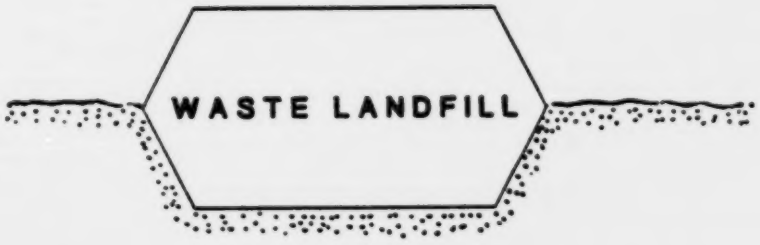
Arising from the above, problems of monitoring, determination of contaminant presence, and assessment are obviously functions of the factors and interrelationships considered. Criteria and standards relating to degree of health hazard are difficult to establish, and must needs be considered in terms of level of risk. Thus, the fundamental questions posed with respect to assessment relate to "How toxic is toxic?" and "How clean is clean?" (Yong, 1987).

SUMMARY OF SOME BASIC ISSUES AND PROBLEMS

In the following discussion, brief remarks will be made concerning some of the more pertinent sets of concerns in approaching analysis and solution of the problem at hand. Detailed discussion and elaboration of many of the items are not within the scope of this presentation. Portions of this presentation have been adapted from previous papers prepared and presented elsewhere (as noted in the reference listing). The last portion of this presentation has indeed been taken almost directly from the recent presentation on the subject of "How Clean is Clean". Other studies and reports available testify to all the issues and problems discussed herein.

THE BOUNDARY VALUE PROBLEM

A quick appreciation of the many problems and issues facing management of hazardous/toxic waste disposal on land can be seen in Figure 2. This poses the problem identified in Figure 1 in terms of a boundary value problem - i.e. in respect to the rational solution/protocol of mechanics. Thus, we begin by having to define the geometric boundary condition. This is the physical size and shape of the waste landfill - as shown in Figure 2 - and can be well specified if the landfill is well designed and controlled. There are occasions however, because of historic conditions and other reasons, when the physical geometry of the disposal site and associated transmission properties cannot be specifically defined.



REQUIREMENTS FOR PROBLEM SOLUTION

Geometric Load Boundary Condition

Chemical Load Boundary Condition

Nature, Loading: ...manner, duration, rate

Initial Substrate Conditions

Nature, profile, composition, etc.

Boundary Conditions

Constitutive Relationship

Contaminant-soil interaction; species retention

attenuation; transport coefficients/variability

with space and time; transformations

Field Relationship

Conservation of mass, momentum, energy

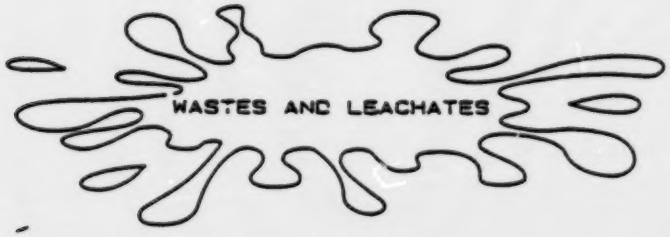
Continuity Condition

FIGURE 2 - THE BOUNDARY VALUE PROBLEM

The Chemical Load Boundary Condition is illustrated as item [A] in Figure 1 whilst Initial Substrate Conditions and Boundary Conditions relate to item [B] in that same Figure. The final three items listed in Figure 2, i.e. Constitutive Relationships, Field Relationships, and Continuity Condition, correspond directly or indirectly to the sets of concerns referred to as items [C] through [F] shown in Figure 1.

CHEMICAL LOAD BOUNDARY CONDITION - [A], WASTE

As noted in Figure 3, the composition and characteristics of wastes



GENERAL TYPES OF HAZARDOUS MATERIALS AND COMPOUNDS ARE GENERIC TO PARTICULAR SETS OF INDUSTRIES.
BUT COMPOSITION AND CHARACTERISTICS ARE SPECIFIC TO PARTICULAR PROCESS AND CONDITIONS INVOLVED

Leachable products/compounds? Elements?
Concentration, distribution, loading period and rate (uniformity) of loading

Classification...Hazardous and Toxic?
Criteria, level/degree, uncertainty/risk measurement, assessment

Interaction, Reaction, Transformation
Bioaccumulaton, concentration, adsorption, attenuation, exchange, complexation, single and multiple effects

FIGURE 3 - WASTES AND LEACHATES

generated are specific to the type of process and conditions involved. Thus whilst one could list the general types of hazardous materials and compounds as generic to a particular sets of industries, e.g.:

a] Mining and metallurgical industries:...arsenic, cadmium, chromium, copper, cyanide, lead, mercury, selenium, zinc.

b] Paint and dye industries:...cadmium, chromium, copper, cyanide, lead mercury, miscellaneous organics, selenium, zinc.

c] Pulp and paper industries:...mercury, miscellaneous organics.

d] Chemical manufacturing industries:...chlorinated hydrocarbons, chromium, copper, mercury, miscellaneous organics.

The above list can obviously be expanded to include many other industries. Suffice to say that not all the individual materials or compounds listed in the above industries apply to a single particular industry. Some of the many issues, problems and questions that bear directly on the problem at hand, i.e. contamination of groundwater, are listed in the following:

1] Leachable products/compounds? Elements?.... Concentration, distribution and time-rate of loading.

2] Classification...hazardous and toxic?

3] Reaction with substrate elements, transformation into more hazardous or toxic substances, bioaccumulation and concentration.

The problem of classification of degree of hazard or toxicity is neither simple nor easily resolved. As an example, consider the chore facing the U.S. EPA which has to categorize over 70,000 chemicals used in industry -- i.e. determine or identify those chemicals that pose unreasonable risks to human health. Not only is the present number of chemicals formidable, but in addition, there are at least 1,000 new chemicals brought into the market place every year!

INITIAL SUBSTRATE AND BOUNDARY CONDITIONS - [B] SITING

The various issues concerning underlying geology and hydrogeology of the site are obvious. Proper characterization of substrate and hydrogeology is essential to "safe" design expectations of performance of the site. In addition to characterization, determination of transmission properties of the substrate material

and likely pathways will pose another set of problems. Elaboration of the various types of problems and issues is not within the scope of this particular presentation. Some of the problems have been developed in many previous publications concerned with laboratory and field testing, hydrogeology, and siting.

CONSTITUTIVE AND FIELD RELATIONSHIPS - [C] THROUGH [F]

Figure 4 shows some of the major items of concern within the broad areas

CONTAMINANT TRANSPORT

Transport and accumulation processes/mechanims

Soil buffering and carrying capacities

Plume formation and growth

Analytical modelling

Monitoring

CONTAMINANT–SOIL INTERACTION

Adsorption/desorption, attenuation

Transformations

Effect on soil properties, characteristics, transmissibility, diffusion

FIGURE 4 - CONTAMINANT INTRUSION INTO SOIL SUBSTRATE

defined as problems [C] through [F] in Figure 1. The two principal sets of issues are categorized as Contaminant-Soil Interaction problems and Contaminant Transport issues. Before addressing these problems, it is first necessary to remind oneself that the soil constituents consist of not only the mineral particles (primary and secondary) but also of organics, amorphous materials, carbonates, and other perhaps other types of materials. The proportions and distribution of the various

constituents obviously depend on geologic origin and regional controls. Of particular interest is the recognition of the presence of both fixed charge minerals and variable charge constituents. The latter grouping which covers, for example, kaolinites, amorphous materials, and organics, demonstrate amphotericity, i.e. variable surface charge characteristics dependent upon pH of the local environment and the isoelectric point (IEP) of the material.

The variable charge characteristics of the amphoteric soil constituents poses some very important consequences in regard to adsorption/desorption of contaminants. Noting that changes in the pH of the soil-contaminant system occurs continuously under contaminant assault, it is possible for charge reversal to occur in the materials with amphoteric surfaces, creating thereby reversals in adsorption or desorption - as the case may be.

ADSORPTION AND ATTENUATION OF CONTAMINANTS IN SOILS

The accumulation and mobility of specific contaminants in soil which demonstrate themselves as adsorption/desorption and attenuation of contaminants are due to at least three mechanisms: (a) Positive adsorption -- electrostatic attraction between charged compounds (contaminants) and oppositely charged soil constituents. (Note herein the importance of distinction between fixed and variable charge soil systems). (b) Electrostatic repulsion -- electric charge on compound and soil constituent with same signs, e.g. anions and positive surface charges. (c) Chemisorpton -- involves chemical bonds similar to those holding atoms in a molecule.

The soil functional groups, defined as chemically reactive molecular units bound into the structure of the soil constituents at the periphery such that the reactive components of the units can be in contact with the pore fluid, include both the inorganic hydroxyl and the organic surface funtional groups. The inorganic hydroxyl surface functional group can be found in phyllosilicates, amorphous silicate minerals, metal oxides, oxyhydroxides and hydroxides. Organic surface functional groups include carbonyl, amino, sulfonic, carboxyl, amine, phenolic, etc. All the surface functional groups are active in providing adsorptive reaction sites between soil constituents and contaminants.

In view of the above, it is not unusual to visualize the soil as a filtering agent - as illustrated for example in Figure 5. The Figure shows the

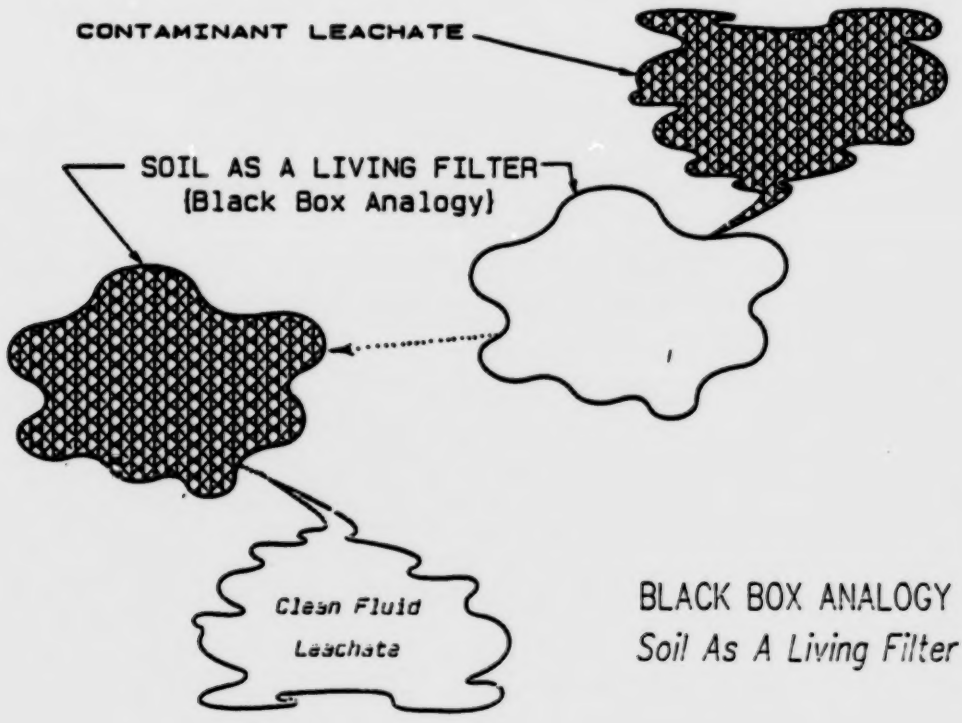


FIGURE 5 - THE SOIL BLACK BOX ANALOGY

ideal situation of contaminants being filtered in the soil as a sort of "black box" -- resulting in clean fluid emanating from the soil; i.e. dirty water in/clean water out. Whilst theory can tell us about the surface functional groups, methods of attachment, precipitation, transformation, etc., what theory cannot tell us is how these are demonstrated in a soil-contaminant system where there are more than one species of contaminants.

What are the issues and problems with respect to adsorption/attenuation? The basic issues that present themselves can be posed in the form of pertinent questions as follows:

1] What are the methods or forms of interaction between the two actors? (i.e. contaminants and soil constituents). How can these be quantified or predicted for multi-component contaminant interaction with soils?

2] How are the contaminants retarded, adsorbed, and transmitted through the soil? How will this change with time? Multi-component interference with adsorption?

3] How can one predict how much of each specific contaminant will be retained, attenuated, or transmitted through the soil?

It is pertinent to note that determination of the transport coefficients, whether they are identified as diffusion, dispersion, and/or advective coefficients, etc. is generally via field and/or laboratory testing. What one measures is the amount of contaminant passing through a known path length in a certain time frame, and hence deduces the transport coefficient responsible for control of the process using Fick's first law, or some similar format. What is the problem?

The record shows that no account is given to the fact that if one only utilizes a single component contaminant, the transport process through a given soil is not similar in detail or extent if the single component is mixed with another unlike component. The problem becomes more complicated with multi-components, not only because of the presence of other components, but also because their proportions will vary-- at any time. Thus, transport coefficients computed from obtained data, are only good for that particular combination of components at that particular time, and for that specific set of conditions. Extrapolation of the same set of coefficients for other dissimilar situations cannot be readily done without proper confirmatory testing.

In addition to the above problems of transport coefficients, it should also be noted that by and large, if adsorption terms are taken into consideration, these also tend to overlook the fact that single and multi-component species do not perform in like manner, i.e. species XX in a single species mode will not behave in the same manner (in an adsorptive sense) when other species are present. Why? Because of interferences, interactions with others and also because XX will be fighting for the attention from the soil surface functional groups with other species also competing for the same attention. To account for adsorption effects, simple assumptions are made that may not totally reflect the problem at hand. One should also note that

adsorption capabilities will change not only with exposure time, but also with concentration (waste) load.

To seek answers to the above problems and questions, the physics and chemistry of interaction between specific (individual) contaminants and the soil constituents need to be evaluated. It is obviously not possible to specify all the reactions and interactions occurring between specific contaminants and the various soil constituents. Furthermore, even if one could analyze or determine individual reactions between one particular contaminant and a certain soil, the collective interactions between other specific contaminants and the same soil cannot be said to be the sum total of the indivudual reactions and interactions. Linear superposition theory does not hold. This is because these actions are non linear and are coupled. The manner of coupling and the degree of interdependencies established in the complex system of multi-contaminants and mixed constituent clay soils have yet to be fully studied and understood.

The carrying capacity of a soil, which is defined as the ability of the soil to filter, attenuate, adsorb, and essentially retain or neutralize the contaminant which intrudes into the soil, can be traced to the nature and manner of interaction of the various constituents, and in particular to the various items identified as: [a] bonding forces, [b] cation-exchange capacity, [c] surface functional groups, [d] specific surface areas, [e] iso-electric point (IEP) or zero point charge (ZPC), and [f] surface activity of the particles. In actual fact, items [a] through [f] are the same ingredients which characterize the buffering capacity of the soil. Implicit in the development of contaminant-soil interaction is the fact that the transmissibility characteristics of the soil will indeed be governed by the items mentioned, and that the specific diffusion or dispersion coefficients will also be conditioned by the preceding items.

PREDICTION, DISPERSION AND DIFFUSION COEFFICIENTS

The present procedures for prediction of contaminant transport are portrayed in Figure 6. As noted previously, these stem basically from Fick's first law, with modifications to account for advection and with/without adsorption. One school of thought says that most situations of transport can be adequately modelled as diffusion processes, and that advective components are not sufficiently

MODELLING

DIFFUSION AND ADVECTION

$$\frac{\partial c}{\partial t} + v_i \frac{\partial c}{\partial x_i} = D_{ii} \frac{\partial^2 c}{\partial x_i^2}$$

DIFFUSION, ADVECTION AND ADSORPTION

$$\frac{\partial c}{\partial t} + v_i \frac{\partial c}{\partial x_i} = D_{ii} \frac{\partial^2 c}{\partial x_i^2} \pm \frac{\rho_s}{n} \frac{\partial s}{\partial t}$$

c = concentration of solute component in pore fluid

v_i = average advective vel. = superficial vel./porosity

D_{ii} = diffusion, dispersion coefficient

t = time; x_i = cartesian coordinates

ρ_s = dry density of soil; n = effective porosity of soil

S = mass of adsorbed or desorbed solute per unit mass/soil

FIGURE 6 - MODELLING OF CONTAMINANT TRANSPORT

significant. Whilst there is evidence that some situations do indeed conform to such mechanisms of transport, there is the implicit requirement that site and soil conditions together with hydraulic gradients must be sufficiently compatible vis-a-vis diffusion processes.

Discounting adsorption of contaminants in predictive models can lead to serious error. It is argued that by ignoring adsorption mechanisms, one errs on the conservative side since one would predict increased transport quantities in lesser time intervals. It is doubtful if there is merit to consideration of such a debate, since this denies proper acknowledgement of what happens within the soil system itself. It is also argued that since adsorption relationships are complicated by

the coupling terms and non-linear relationships typical interactions between contaminants and soil constituents, one should assume a *constant value or ignore* the the phenomenon entirely. Here again, the merit of such considerations is severely tested.

At least two significant issues arise from the preceding discussion in regard to contaminant transport. These relate to (1) the need for recognition that the dispersion transport coefficient changes with time and spatial penetration in the soil substrate, and (2) the fact that soil properties will change as a result of interaction with specific contaminants.

The results of the study of leaching effects on the integrity -- i.e. mechanical properties and stability -- of a natural clay soil from Quebec, reported by Yong et al (1985), illustrates the problem of alteration of properties and characteristics of a clay barrier because of leaching by contaminants. From accelerated leaching tests using conventional triaxial cells for evaluation of leaching effects on the creep performance of the clay, the results obtained showed that changes in interaction between soil constituents and contaminant leachate occurred -- with time.

In the study reported by Yong et al (1987) concerning the effectiveness or utility of a natural sensitive soil as a clay barrier, for containment of municipal solid waste, actual leachate collected on-site in the monitored MSW landfill was used for diffusion/dispersion tests on soil test samples collected from the test site. Measurements and analysis of the composition of leachate at various times and position in the test samples showed that the diffusion coefficient for a specific contaminant constituent varied with both spatial location and amount of pore-volume displaced. The same kinds of trends were noted for the other ions, indicating that the use of computed average diffusion coefficients, relying on pore-volume replacement information, does not necessarily provide a proper representation of the dynamic nature of the transmissibility characteristics of the soil. It is clear that diffusion in soil-water must include considerations of diffusion in at least three types of water, namely: (a) bulk pore water, (b) double-layer water, and (c) intra-lamellar water. Because the chemical structure of these three types of water are indeed different, molecular diffusion into these types of water will show considerable time-dependent interaction effects. It should be evident from the above

that specific diffusion coefficients need to be established for each type of contaminant, and that the spatial and temporal variations for these must be described.

THE ASSESSMENT : HOW CLEAN IS CLEAN

A significant set of problems and issues can be found in the evaluation of assessment of level of contamination or pollution of a particular site. The root of the problems lies in the difficulties surrounding quantification of specific level of pollution -- or for that matter.....level of cleanliness. The basic question "How clean is clean?" is not readily quantified. Neither is the flip-side question "How toxic is toxic?" easily answered

The two most immediate needs for assessment of designated sites are (1) to establish whether the site is "polluted", and (2) to establish whether the "polluted" site has been satisfactorily cleaned -- such that it meets the established standards and criteria. Outside of the obvious questions of standards and criteria, there are several problems in assessment that may not be immediately obvious. These are best summarized in the basic question posed: HOW CLEAN IS CLEAN?

Many (people) consider the flip side to the basic question -- HOW TOXIC IS TOXIC? -- as similar to the basic question of "How clean is clean?" Assessment and classification of sites with respect to "hazard" or "toxic" level requires one to ask this question. Thus it is not unreasonable to reason that if one establishes how toxic a test site is, one also therefore determines how clean the site is. This logic is far too facile and can lead to serious problems -- as will be evident in the sets of discussions to follow. The two questions address two separate sets of issues, and whilst they may utilize many common procedures and techniques in testing and evaluation, there also exist separate procedures which determine (and separate) the decision making process for each question. Prudent thinking and judgement requires one to consider the two questions in concert, and to establish parallel -- but separate -- paths for investigative assessment.

To illustrate the problem of assessment which requires one to properly address the two basic question, we need to examine the fallacy of the assumption that the two questions are essentially similar -- depending on one's point of view. The

naivete of the logic of equating the two flip sides of the basic question, "How clean is clean?" and "How toxic is toxic?" is best described by Figure 7.

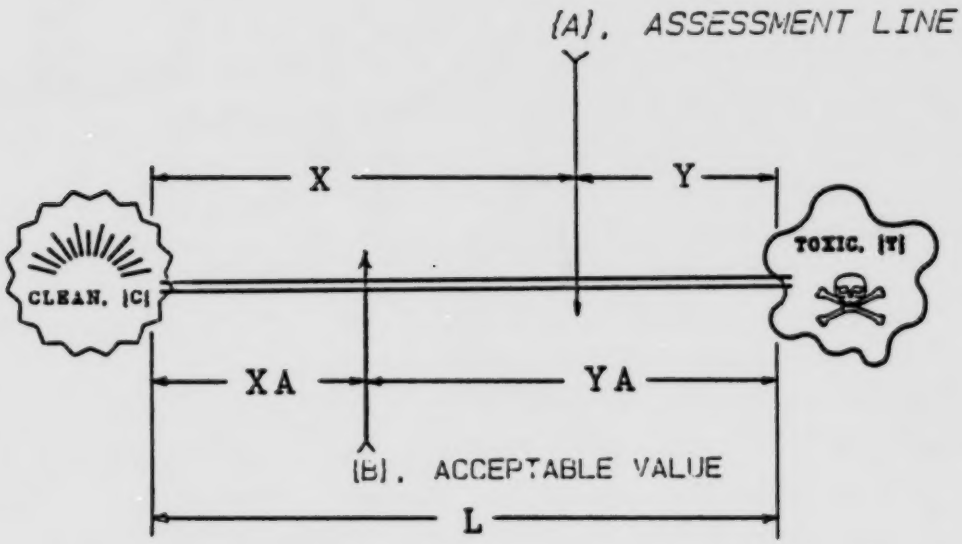


FIGURE 7 - THE "CLEAN-TOXIC" CHARACTERIZATION FALLACY

As seen from the Figure, the location of the "Assessment Line", denoted by (A), along the "clean-toxic" line indicates how clean (i.e. how close the point is to (C), the left starting point), or how toxic (i.e. how close the point is to (T), the right end) the specific site is. Thus if L represents the length of the "clean-toxic" line, the analogy represented suggests that an effort of level "L" is required to clean the system from the toxic level (T), at the right to the clean system (C) at the left. The converse set of logic states that a toxic pollutant intensity of level L is required to render the initial clean system on the left to the toxic level at the right. Somewhere in-between (C) and (T), an "acceptable" contaminated level exists.

The "Assessment Line" (A), shown in Figure 7, portrays the level of toxicity assessed at an example site illustrated in the Figure. This (A) line may lie to the left or right of established acceptable values of concentration of the contaminants being assessed. It should be obvious that there is no absolute length L since the existent toxicity level is dependent upon the circumstances which produce the situation at hand -- in addition to the sets of conditions in the soil substrate

that serve to attenuate toxicity levels. In addition, it is not clear that one can really establish how clean the left hand side (C) is. Thus the length L cannot be fully defined. The preceding notwithstanding, it is argued that the flip-side question "How toxic is toxic" can be answered in respect to established standards and acceptable values, whislt the basic question of "How clean is clean?" cannot be answered without establishing a priori conditions and stipulations.

HOW TOXIC IS TOXIC?

The question of "How toxic is toxic?" forms the core of studies leading to assessment of toxicity of designated sites. Classification of affected "contaminated" sites require determination of the level (intensity/concentration) of toxic or hazardous contaminants found within the site. Various standards and criteria are in existence -- proposed and established as set numbers -- which regulate the permissible levels of concentration or presence of the "offending" substance as "acceptable" levels. A close study of the various available standards will show that agreement between various agencies (and countries) as to acceptable standard values does not always exist.

Discounting for the time being some apparent differences in acceptable values for certain "contaminants", and recognizing that continuing work is being performed to not only standardize on methods of testing and assessment of health hazard potential, it is clear that the answer(s) to the flip side question can be established in terms of the existent criteria. In that sense therefore, not only can the value (T) shown in Fig. 1 be determined, but the assessment line (A) can also be established (via established numbers from set criteria). The answer to the question "How toxic is toxic?" which requires one to answer "How long is length YA?" can be thus be obtained, -- provided acceptable values for the culprit contaminants exist. This approach essentially says that the level of toxicity at the designated site is determined by the length YA, the level over and above the established "acceptable" value. (This begs the question of how an "acceptable" value is established or determined. The question is significant and needs serious consideration.) Note that in multi-species contaminants, various YA lengths (one for each species) need to be established.

HOW CLEAN IS CLEAN?

Site assessment and particular assessment of clean-up requirements for a contaminated site, require that one ask "How clean should the cleaned-up site be?".....leading to the fundamental question represented as "How clean is clean?". It would be a mistake to say that this question is answered by establishing the length XA as shown in Figure 7, -- similar to the procedure established to determine "How toxic is toxic?", i.e. length YA. The basic difference -- at the outset -- is that point (T) in Figure 7 can be established from testing, whilst point (C) cannot be readily established, -- not because of testing procedures, but because the results obtained have no frame of reference for comparison or for establishment of perspective of "Total Clean". Is point (C) the absolute pristine condition?

Soil is a dynamic material, derived from rock through processes which are physical, chemical, and biological. As such, soil is a living material and is conditioned through geologic and regional controls. To establish what the pristine condition of soil is at any one time is not only impossible -- since this condition is indeed indeterminate -- but also futile. The various stages through which the many components of soil undergo transformation, via chemical and biological reactions and interactions, render it extremely difficult to predict what individual elemental values exist at any one time in the soil. Thus, to establish a pristine condition is akin to shooting at a moving target without a frame of reference.

Assessment of how clean a soil substrate is presumes that contaminant presence in the soil is due to foreign (i.e. from outside the natural soil) sources. One assumes that point (C) in Figure 7 represents the uncontaminated soil, and that any toxic substance found therein is background (base values), and is naturally derived as part of the soil formational characteristics. Whilst this is captivating as a rational theoretical set of arguments, a potential fundamental flaw lies in the assumption that the natural clean soil condition is non-toxic. There are situations where the base (background) values for certain naturally formed substances in soil (e.g. lead, iron, etc.) exceed allowable recommended limits delineating toxic levels. Thus point (C) should in effect lie to the right of the (B) line in Figure 1, and lenght XA thus becomes a negative quantity. The summary fact of the series of arguments concerning trying to establish where point (C) is, reduces to one which states that length X or XA in Figure 7 cannot be directly quantified.

ACCEPTABLE VALUES AND RISK ASSESSMENT

A big set of concerns in establishing so-called acceptable values or linits/concentrations of individual elements/substances revolves around the classification of "toxicity" and the degree of risk. Absolute limits per se require determination with regard to specification of risk or some limit of risk. The difficulty in establishing this type of analysis is the rationale and quantification of risk. Not only must one consider toxic substances in terms of carcinogenic, mutagenic, and teratogenic substances, but one must also take into account bioaccumulative and bioconcentrative features in consideration of toxicity and risk. Because base-level data and specific information covering all the major interactive and long-term health-related effectives have yet to be fully established and documented, specification of acceptable levels can only be made in terms of "recommended" tolerance levels.

The above problems testify to the need for a course of action in clean-up procedures which seeks to identify the risk levels in relation to the degree of clean-up implemented. This strategy essentially maintains that one can clean the polluted soil to a pristine condition -- with time and money. However, from a cost-effective point of view, this may not be economically achieved, and hence a decision as to risk level becomes necessary if clean-up of the polluted soil is to reach a level of less-than-pristine. Note that we have carefully avoided mention of "original state" of the soil. This has been deliberate, since it is not clear that the "original state" of the soil automatically means that the soil is "safe and non-toxic". Much remains to be done to establish standards, limits, levels, procedures, and criteria which allows one to effect classification of various levels of toxicity or hazard to human health.

The advantage of structuring land use options strategy in answer to the basic question "How clean is clean?" lies in the proposition that the Use Options dictate the kinds of properties, characteristics and general compositional features required of the soil (substrate). If one super-poses on top of this general framework the criteria establishing safe toxic levels, the answer to "How clean is clean?" can be answered. Thus, by establishing land use options, the point (C) in Figure 7 can be determined, and length X or XA can be obtained.

CONCLUDING REMARKS

Some of the major problems and issues are highlighted as follows:

1. Waste composition and (chemical composition) loading.
2. Proper knowledge of substrate soil, geology and hydrogeology.
3. Proper characterization of transport (transmission) coefficients
4. Knowledge of temporal and spatial distribution of coefficients.
5. Knowledge and utilization of mechanisms invoked in contaminant-soil interaction for evaluation and prediction of contaminant transport.
6. Monitoring -- what, where, when, and what kind of samples/testing.
7. Predictive models and constraints or limitations. Are we modelling Fick's law or are we trying to model a Real Problem?
8. Assessment -- How clean is clean?
   How toxic is toxic?

ACKNOWLEDGEMENT

Much of the basic studies conducted to study interaction mechanisms in soils has been conducted under support NSERC Grant No. A-882. The author wishes to record his appreciation for the support received from the NSERC grant and also for the inputs provided by his associates and graduate students.

REFERENCES USED AND SOME PERTINENT REFERENCES

ASTM Special Technical Publication 933, (1986) "Hazardous and Industrial Solid Waste Testing and Disposal", Vol. 6, 471p.

Cheremisinoff, P. N., Gigliello, K. A., and O'Neill, T. K., (1984) "Groundwater Leachate" Technomic Publishing Co., 146p.

Cherry, J. A., [Guest-Editor], (1983), "Migration of Contaminants in Groundwater at a Landfill: A Case Study", Journal of Hydrology, Special Issue, Elsevier,197p.

Hitchon, B., and Wallick, E. I., [Editors], (1984), "Practical Applications of Groundwater Geochemistry", Proc. First Canadian/American Conference on Hydrogeology, 323p.

SESSION I

PRÉSIDENT:

PROF. GUY LEFEBVRE,
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

THÈME I: RÉGLEMENTATION

M. RAYMOND PERRIER

DIRECTEUR GÉNÉRAL, MILIEU TERRESTRE, MENVIQ

M. RAYMOND PERRIER

DIRECTEUR GÉNÉRAL, MILIEU TERRESTRE
MENVIQ

"Normes et directives sur l'entreposage et l'enfouissement des déchets au Québec"

(TEXTE NON REÇU)

THÈME 2: CONCEPTION ET COMPORTEMENT DES BARRIÈRES GÉOLOGIQUES

PROF. ROBERT QUIGLEY

DIRECTEUR, GEOTECHNICAL RESEARCH CENTRE DE L'UNIVERSITÉ DE WESTERN ONTARIO

PROF. JOHN CHERRY

DIRECTEUR, INSTITUTE FOR GROUNDWATER RESEARCH, UNIVERSITÉ DE WATERLOO

PROF. ROBERT QUIGLEY

DIRECTEUR , GEOTECHNICAL RESEARCH CENTRE DE
L'UNIVERSITÉ DE WESTERN ONTARIO

"Compatibilité entre les argiles et les lixiviats"

COMPATIBILITÉ ENTRE LES ARGILES ET LES LIXIVIATS
CLAY LEACHATE COMPATIBILITY

Robert M. Quigley, Geotechnical Reserch Centre
University of Western Ontario, London, Ontario, N6A 5B9

INTRODUCTION

Selection of a suitable clay barrier, be it compacted or natural, requires an assessment of the compatibility of the clay soil with whatever leachate it must contain. The main purpose of such an assessment is to "ensure" that the barrier is not destroyed by physico-chemical interaction such as bulk shrinkage and cracking.

Clay leachate compatibility is assessed at various times during the life of a landfill site with the most intensive investigation either prior to site approval or immediately after approval as a specific condition of the approval document. A possible sequence of studies might be as follows:

1. **Preconstruction Assessment**
   a) Soil composition
   b) Pore water chemistry
   c) Hydraulic conductivity
      i) Field barrier compaction/hydraulic conductivity relationships as a function of borrow materials
      ii) Laboratory permeation with leachate to be contained

d) Diffusion assessment

i) Diffusion parameters

ii) Capacity of a soil to retard specific dangerous species by adsorption, precipitation or biological degradation specific

e) Hydrocarbon liquid/clay compatibility

i) Hydraulic conductivity

ii) Diffusion

iii) Retardation/degradation

2. **Post-Construction Assessment**

a) Required exhumation in 5 years ±

b) Assessment of migration

c) Confirmation of hydraulic conductivity

While several of the above items are part of normal monitoring procedures, they all relate to clay/leachate compatibility since they all depend on the interrelationships between the compositions of the leachates and the barrier soils.

Since it is obviously impossible to cover the above enormous range of problems in a short paper, only the mineralogical problems associated with the permeation of domestic waste leachate are discussed. The assessment tool employed is hydraulic conductivity.

POLLUTANT MIGRATION VELOCITY

The time rate of migration of unretarded chloride ($C\ell^-$) by diffusion only is illustrated on Figure 1a. Two important features are:

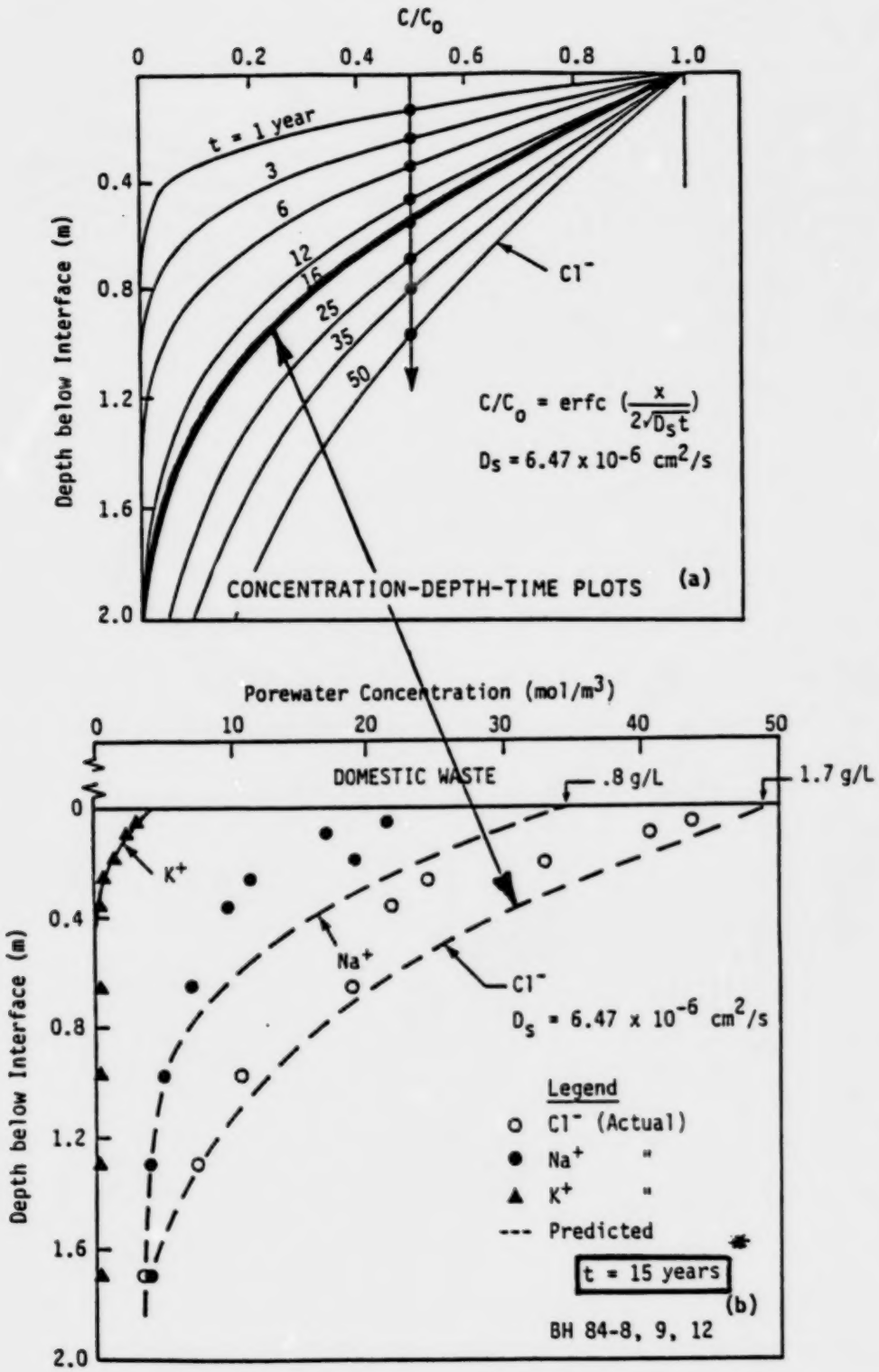


FIGURE 1. CONCENTRATION VS DEPTH PROFILES: (a) ERROR FUNCTION PREDICTION FOR CHLORIDE DIFFUSION; (b) ACTUAL PROFILES, SARNIA DOMESTIC WASTE SITE

[Adapted from Quigley, Yanful and Fernandez, 1987]

1. The chloride anion will reach the base of 1.5 m thick liner within ~ 10 years and a chemical flux will exit the base of the liner.

2. The time rate of advance of the $C/C_0 = 0.5$ front is very rapid initially, decreasing dramatically over a period of 10 years.

If advection due to either a high k or a high gradient is also present, the rates of advance are much more rapid and the corresponding flux is greater.

Figure 1b demonstrates the field situation at the Confederation Road site where diffusion dominates the rate of migration. It is obvious that both Na^+ and $C\ell^-$ have migrated at least 1.5 m in 15 years. One important feature of a clay/leachate compatibility study is to asess whether such migration will harm a barrier clay by causing its hydraulic conductivity to increase because of enlargement of interparticle or interped pores or by causing syneresis cracking.

Figure 1b also contains a curve for K^+ showing significant retardation. (For values of effective diffusion coefficient and K_d, see Quigley et al, 1987). In fact, potassium interaction with vermiculites and high charge smectites is a major feature of both mineralogical assessment and clay/leachate compatibility studies. Even at a field site with very little advection, migration of K^+ by diffusion can conceivably result in K^+ fixation, C.E.C. reduction and possibly enough volumetric shrinkage to cause cracking.

CLAY/LEACHATE COMPATIBILITY CONTROLS

A few of the major controls in a practical assessment of compatibility are presented. For a more detailed dissertation on the real complexity of interaction, see Yong (this seminar).

Soil Composition

Determination of the soil composition should be as quantitative as possible and should include a very thorough assessment of the quantity of high charge smectite and/or vermiculite present in the proposed barrier soil. This is particularly true of the weathered glacial soils in southern Ontario and Quebec in which oxidation weathering produces swelling clays from iron-rich chlorite (Quigley and Ogunbadejo, 1976).

It is particularly important that one study the borrow soils throughout the entire pit depth. At some sites up to 15% smectite occurs at surface decreasing to only 1 or 2% at depth. Excavation from various borrow depths for placement at one location in the barrier greatly complicates post-construction assessment on exhumation.

X-ray traces for a typical brown borrow from southern Ontario are presented on Figure 2. In the natural, air dry state, a very large 1.42 nm smectite peak occurs along with abundant 1.0 nm illite and a trace of residual chlorite at 0.72 nm (Figure 2a). KCℓ treatment followed by air drying will normally completely collapse the smectites suggesting a charge high enough for identification as vermiculite (Figure 2a). However, x-raying in the wet state does not normally show such collapse, and it is very encouraging to know that many "apparent"

TYPICAL BROWN WEATHERED CLAYEY BORROW

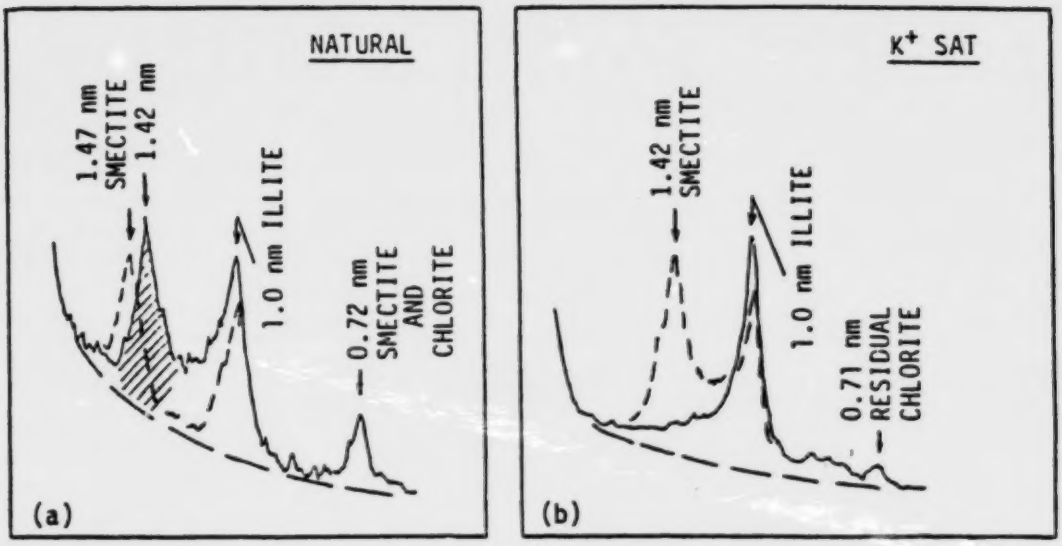


FIGURE 2. X-RAY TRACES OF TYPICAL, BROWN, WEATHERED CLAYEY BORROW: (a) NATURAL; (b) K^+ SATURATED (--- WATER WET, —— AIR DRY)
[Note collapse of K^+ smectite air dry state but not water wet state]

vermiculites retard K^+ very extensively but do not collapse enough to cause cracking, at least over the short term.

In the case of montmorillonite bearing soils, cracking is a major consideration due to double layer collapse caused by concentration and valence changes, especially if materials like Na^+ bentonite are employed.

Finally, solid organics in soils have a very high CEC and are efficient adsorbers of both inorganic and toxic organics (see Jackson et al, 1985). In some respects, the reactive amorphous material coating minerals in Leda clays (Yong et al, 1980) may play a similar role.

A very important part of soil composition is a reference or background assessment of the porewater chemistry. A squeezing technique followed by analysis is normally adequate for inorganic species whereas special extractions (e.g. methyl chloride) for organics may be necessary prior to combined gas chromatography/mass spectrometry.

There is also some merit in obtaining a count of the total bacterial population in the barrier soils before construction and on later exhumation. Our work at Sarnia (Quigley et al, 1987) shows high bacterial counts in the clay near the waste/clay interface which seem related to rapid degradation of any migrating organic species.

Liquid Hydrocarbons

The dramatic effects of low dielectric constant liquids on relatively inactive soils from Sarnia have been extensively discussed by Fernandez and Quigley, 1985. Fortunately, most liquid hydrocarbons of very low ε are almost insoluble in water and are both hydrophobically and lyophobically rejected by a water-saturated clayey barrier. The interrelationships of mixture viscosity, lyophobicity and dielectric constant require much study with respect to clay/leachate compatibility. A recent paper by Quigley and Fernandez (1986) is a preliminary attempt to describe these phenomena. Figure 3, adapted from Quigley and Fernandez, shows the increases in leachate viscosity that occur on mixing and which cause decreases in **k** for short-term tests and hydrocarbon concentrations up to about 50%. At higher concentrations, soluble organics produce large increases in **k** related to dielectric constant effects. Much of this work will be published in the

Proceedings of the 40th Canadian Geotechnical Conference in Regina, in October 1987.

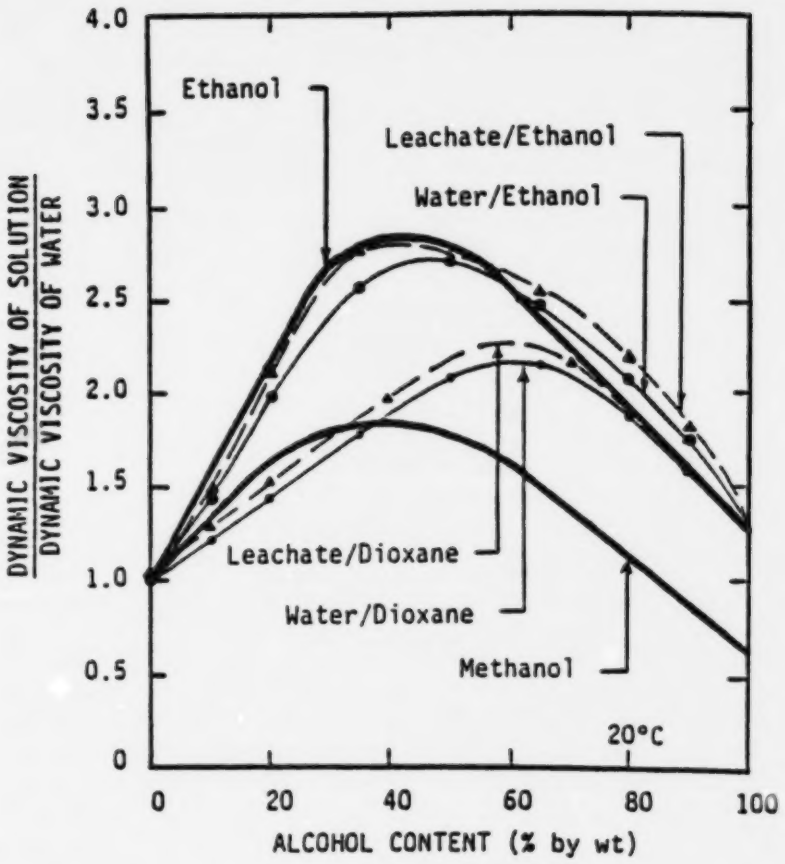


FIGURE 3. RELATIVE VISCOSITY OF AQUEOUS SOLUTIONS OF ETHANOL AND METHANOL FROM HANDBOOK OF CHEMISTRY AND PHYSICS, CRC, 56TH EDITION (SOLID HEAVY LINES)

Supplemented with experimental values for ethanol and dioxane in water and leachate [Adapted from Quigley and Fernandez, 1986]

HYDRAULIC CONDUCTIVITY

The general aspects of hydraulic conductivity applied to clay/leachate compatibility have been discussed on several occasions (Quigley et al, 1987; Foreman and Daniel, 1986). Only domestic waste leachate will be considered in this short review.

Major problems in this type of assessment are:

1. Type of test equipment
2. Hydraulic gradients and testing time/cost
3. Hydraulic gradients and fracture flow/chemical non-equilibrium.

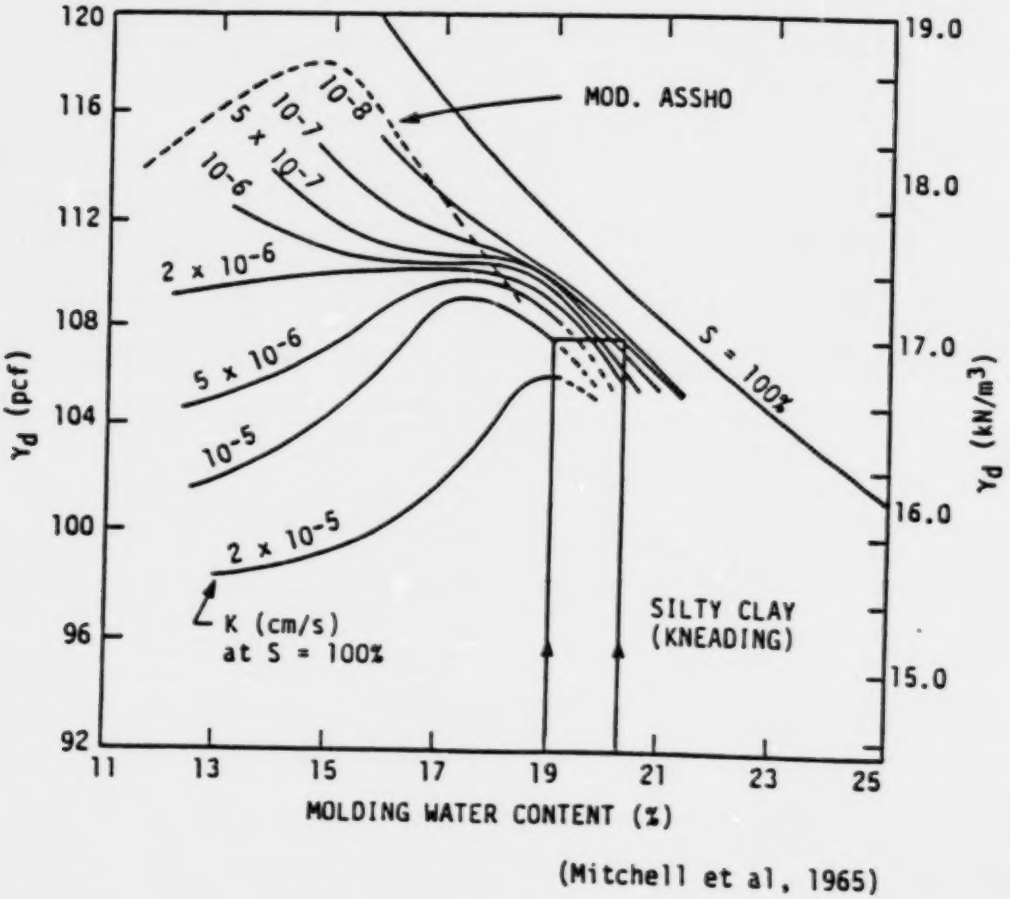
Test Equipment

The three types of permeameter test currently in use are triaxial, fixed ring and flexible ring. Variations in procedure include constant or variable head, constant flow rate and confining stresses vs unconfined.

Without undertaking a long debate, the author feels a fixed ring system with an effective vertical stress more or less corresponding to field stresses will apply a reasonable K_o to compensate for any chemical shrinkage. Such a system should monitor any vertical consolidation due to chemical consolidation and a post-testing assessment should include a careful search for cracking. A triaxial system may tend to close cracks that should not be closed and a fixed ring system with no vertical stress may allow open cracks that enable "breakthrough" and extremely high **k** values not likely to be encountered in a field situation.

Compaction-Induced Fractures

All forms of compaction cause soil stress, ped formation, interped voids and shear planes. This results in extreme variation in measured k values both in the laboratory and the field. Figure 4 from Mitchell et al, 1965, shows a 1000-fold range in k for a soil at one density and moisture contents between 19.0 and 20.3%, all compacted in the laboratory. These variations apparently relate to different fracture



(Mitchell et al, 1965)

FIGURE 4. VARIABILITY IN HYDRAULIC CONDUCTIVITY AT CONSTANT DRY DENSITY AND ALMOST CONSTANT MOLDING WATER CONTENT (PROBABLY CAUSED BY VARIABLE INTERPED AND FRACTURE FLOW)

systems depending on the energy of compaction and the relationship of the moulding water content to optimum at the time of compaction.

Similar fracture effects related to field measurements of **k** (Daniel, 1984) produced field values up to 10,000 times greater than lab values.

Obviously, great care must be taken in preparing laboratory specimens lest fractures cause variations in **k** that swamp the chemical factors under study.

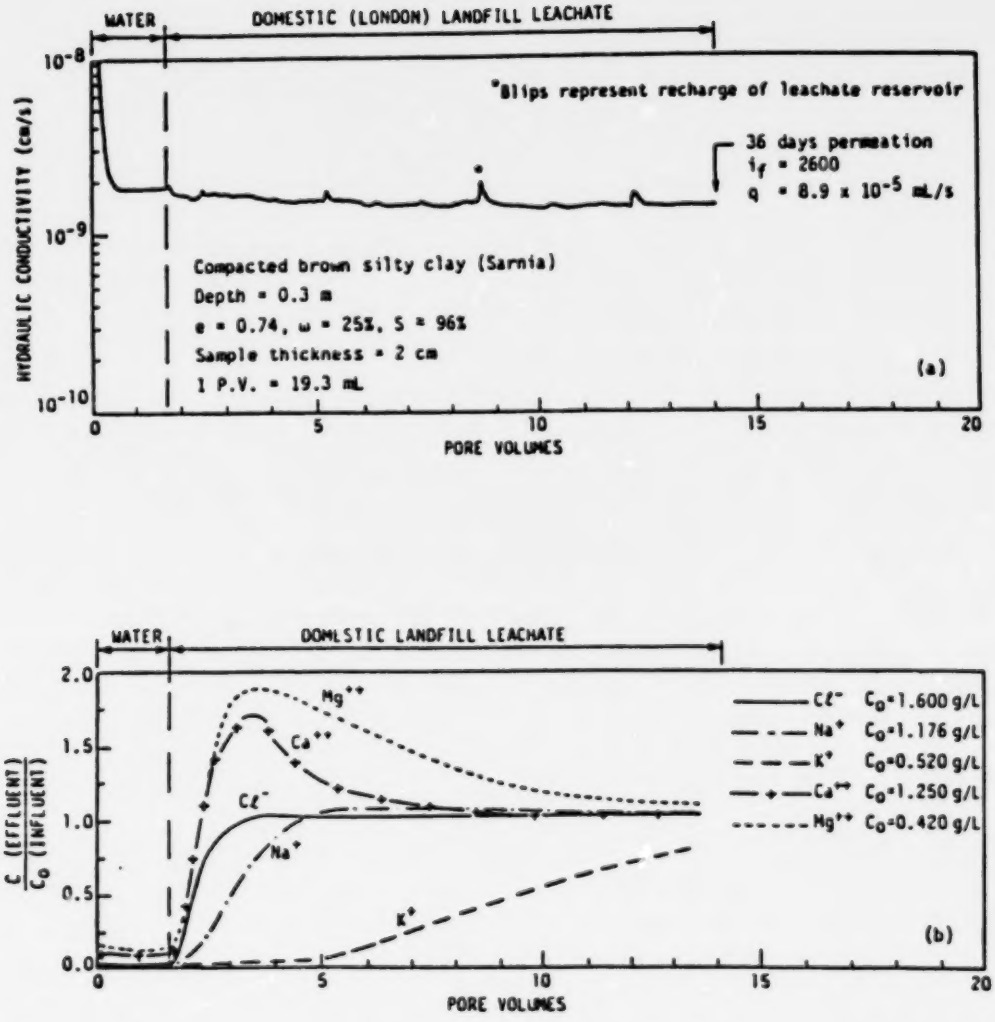
Regardless of the care taken, interped and fracture flow dominate the chemical response of a soil to leachate when high gradients are used. These factors are discussed in the next section.

Values of k for Domestic Waste

Typical values of **k** vs the pore volumes of domestic waste passed through are shown on Figure 5a for brown Sarnia soil containing up to 10% smectite. A slight reduction in **k** with time is apparent in spite of extensive retardation of K^+ shown on Figure 5b. One might expect this much K^+ adsorption to cause cracking due to c-axis contraction and reduction in CEC. However, as noted earlier, many of these brown clays do not seem to fix K^+ and fortunately there is little c-axis contraction. A true vermiculite, however, might generate severe contraction and syneresis cracking and many more clays should be tested in southern Ontario and Quebec.

Other features of these results are summarized as follows:

1. K^+ is retarded for about 15 pore volumes representing 36 days of permeation at a gradient of 2600. A more typical gradient of 500



[Directly from Quigley, Fernandez and Crooks, 1987]

FIGURE 5. SOIL/DOMESTIC LEACHATE COMPATIBILITY: (a) HYDRAULIC CONDUCTIVITY; (b) EFFLUENT CHEMISTRY VS PORE VOLUMES OF LEACHATE; WEATHERED SARNIA SOIL, 0.3 m DEPTH, COMPACTED, VOID RATIO = 0.74

would lengthen the testing time for most brown soils to 3 months.

2. The tests cannot be stopped until $C/C_o = 1$ is reached for K^+ (hopefully equilibrium conditions).

3. Slight retardation of Na^+ and extensive retardation of K^+ result in desorption of Ca^{++} and Mg^{++} creating the equivalent of a hardness halo.

4. Long-term permeation would eventually dissolve enough calcite and/or dolomite in the clayey soils to cause breakthrough (a huge increase in **k** due to flow through solution channels). Since such a feature normally represents thousands of years of field seepage, it should not be permitted in a lab test since it is not relevant to the design life of a domestic waste site.

5. The test shown was run on compacted clay at a high void ratio of 0.74 and compaction-induced fractures do not seem to have been a problem for this test.

Another set of effluent concentration curves are presented on Figure 6 for the same clay compacted to a void ratio of 0.54 which is much closer to a field barrier value. The enormous effect of fractures is illustrated by the very early arrival of all species compared to Figure 5b. Values of $C/C_o = 1.0$ do not represent equilibrium, but flow of influent leachate rapidly along fractures. Such problems are discussed extensively by Grisak and Pickens (1980), Grisak, Pickens and Cherry (1980) and reviewed by Quigley et al, 1987.

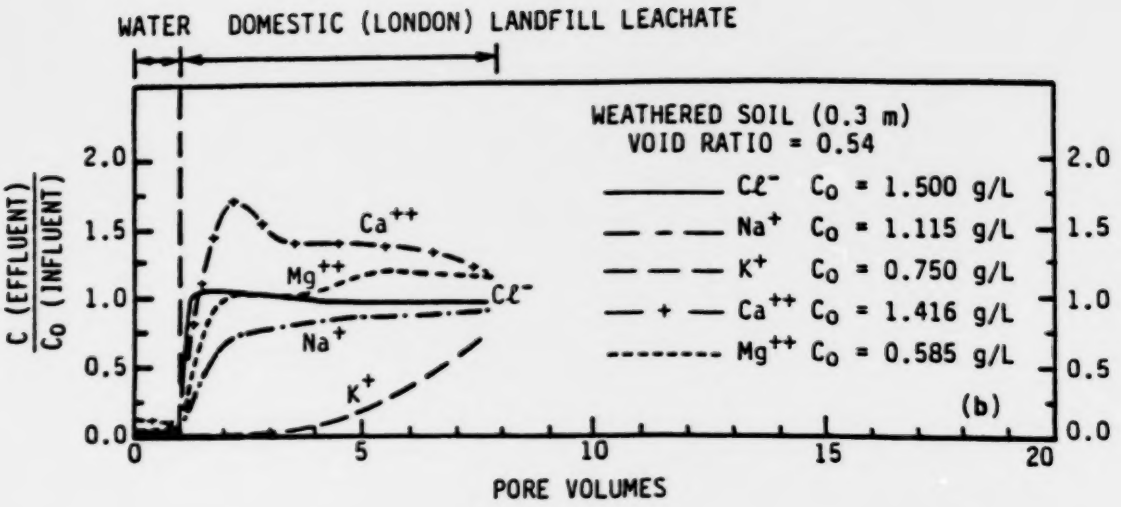


FIGURE 6. FRACTURE-INDUCED EARLY BREAKTHROUGH, BROWN CLAY COMPACTED TO A LOW VOID RATIO OF 0.54

CONCLUSIONS

Although this brief review prepared for the Workshop barely scratches the surface of the clay/leachate compatibility problem, a few tentative conclusions can be drawn.

1. Clayey barriers appear more feasible all the time for certain applications, especially domestic waste.

2. Natural defect-free (unfissured) barriers are probably best but barriers properly compacted with the right clays can be made safe.

3. Unweathered inactive grey soils are probably preferable to brown vermiculitic soils provided enough clay is present to achieve a low k.

4. The viscosity, dielectric constant, lyophobicity, association liquid problems pertaining to liquid hydrocarbon/clay compatibility require much study, especially with respect to long-term assessment.

SELECTED REFERENCES

1. Daniel, D.E., 1984. Predicting hydraulic conductivity of clay liners. Journal Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E., 110(2), pp. 285-300.
2. Fernandez, F. and Quigley, R.M., 1985. Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons. Canadian Geotechnical Journal, 22, pp. 205-214.
3. Foreman, D.E. and Daniel, D.E., 1986. Permeation of compacted clay with organic chemicals. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., 112(7), pp. 669-681.
4. Grisak, G.E. and Pickens, J.F., 1980. Solute transport through fractured media: 1. The effect or matrix diffusion. Water Resources Research, 16(4), pp. 719-730.
5. Grisak, G.E., Pickens, J.F. and Cherry, J.A., 1980. Solute transport through fractured media: 2. Column study of fractured till. Water Resources Research, 16(4), pp. 731-739.
6. Jackson, R.E., Patterson, R.J., Graham, B.W., Bahr, J., Belanger, D., Lockwood, J. and Priddle, M., 1985. Contaminant hydrogeology of toxic organic chemicals at a disposal site,

Gloucester, Ontario: 1. Chemical concepts and site assessment. Nat. Hydrology Res. Inst., Paper No. 23, IWD Scientific Series No. 141, 114 p.

7. Mitchell, J.K., Hooper, D.R. and Campanella, R.G., 1965. Permeability of compacted clay. Journ. Soil Mechanics and Foundation Div., A.S.C.E., 91 (4), pp. 41-65.

8. Quigley, R.M. and Ogunbadejo, T.A., 1976. Till geology, mineralogy and geotechnical behaviour, Sarnia, Ontario. In Glacial Till, an interdisciplinary study. Ed. R.F. Legget. Royal Society of Canada Special Publication No. 12, pp. 336-345.

9. Quigley, R.M. and Fernandez, F., 1986. Effects of increasing amounts of non-polar organic liquids in domestic waste leachate on the hydraulic conductivity of clay liners in southern Ontario. Proc. 7th Technol. Transfer Conf., Paper No. 67, Session C, Toronto, Dec. 1986 (Also Geot. Res. Centre Rept. GEOT-1-87, Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Canada.)

10. Quigley, R.M., Fernandez, F. and Crooks, V.E., 1987. Engineered clay liners: A short review. Proc. Symposium on Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks, Asian Institute of Technology, Bangkok, December 1985. A.A. Balkema Publishers; In press, est'd. 1987. (Also Geot. Res. Centre Rept. GEOT-4-85, Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Canada.)

11. Quigley, R.M., Fernandez, F., Yanful, E., Helgason, T., Margaritis, A. and Whitby, J.L., 1987. Hydraulic conductivity of

contaminated natural clay directly below a domestic waste landfill site. Canadian Geotech. Journal, 24(3), In press. (Also Geot. Res. Centre Rept. GEOT-13-86, Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Canada.)

12. Quigley, R.M., Yanful, E.K. and Fernandez, F., 1987. Ion transfer by diffusion through clayey barriers. Proc. A.S.C.E. Specialty Conference on Geotechnical Practice for Waste Disposal 1987, Ann Arbor, Michigan, June 1987 (In press).

13. Yong, R.N., Sethi, A.J. and Suzuki, A., 1980. Contribution of amorphous material to properties of a laboratory-prepared soil. Canadian Geotech. Journ., 17, pp. 440-446.

PROF. JOHN A. CHERRY

DIRECTEUR, INSTITUTE FOR GROUNDWATER RESEARCH,
UNIVERSITÉ DE WATERLOO

"Propriétés hydrogéologiques et diffusion des contaminants dans les argiles naturelles"

This paper has also been presented at HazMat Canada - The Hazardous Materials Management Conference and Exhibition of Canada, September 9-11, 1987, Toronto Ontario, Canada.

46

SHALLOW ENTOMBMENT OF HAZARDOUS WASTES IN THICK UNWEATHERED CLAYEY DEPOSITS

by

John A. Cherry
Centre for Groundwater Research
University of Waterloo
Waterloo, Ontario N2L 3G1

ABSTRACT

This paper describes hydrogeologic aspects of the shallow entombment concept for disposal of solid hazardous wastes below the water table in thick clayey deposits. A shallow-entombment disposal site is in operation near Sarnia, Ontario and a second site is expected to be in operation elsewhere in southern Ontario in a few years. Thick deposits of unweathered clay that are very likely to be suitable hydrogeologically for waste entombment exist in various parts of the southern interior of Canada and in the northern interior of the United States. Of the various options currently available for disposal of hazardous wastes in the ground, shallow entombment offers the best possibility for long-term isolation of waste constituents from aquifers and from the biosphere in a manner that offers the least necessity for perpetual engineering maintenance or engineering controls that would need to be activated in the future.

INTRODUCTION

In many parts of the southern portion of Canada, from the Montreal area to southern Alberta, there occurs extensive areas of clay-rich surficial deposits laid down during the late Pleistocene time. At many locations these clayey deposits are relatively thick, extending downward from ground surface to depths of 30 or 40 m or more. The uppermost 4-8 m of this clay is brown due to weathering and has fractures, root holes and other features of post-glacial origin that provide much greater bulk hydraulic conductivity than would otherwise be the case.

At some locations where the clayey deposits are thick, the gray unweathered clay beneath the weathered zone shows no evidence of open fractures. Where these unweathered gray clay deposits have a paucity of connected sand or gravel lenses, they offer exceptionally good possibilities for disposal of solidified hazardous wastes because, in favourable circumstances, the deposits can provide isolation of contaminants from aquifers and from the biosphere for centuries or longer without reliance on perpetual engineering activities. This paper presents a brief overview of an approach for long-term isolation of solidified hazardous wastes in thick unweathered clay deposits. This approach is referred to as shallow waste entombment. It was first proposed by Cherry et al. (1979) and Gillham and Cherry (1982) for storage or disposal of solid radioactive waste possessing low and intermediate radioactivity. Although shallow waste entombment has not yet been used beyond the experimental stage for isolation of low or intermediate level radioactive wastes, it has recently been implemented at Canada's only licensed hazardous waste disposal facility. In this paper this facility will be referred to as the Tricil site. The site, located near Sarnia, Ontario, is owned and operated by Tricil Limited. Shallow entombment is the primary design option under consideration for a second hazardous waste disposal site that will soon be established in southern Ontario by the Ontario Waste Management Corporation.

THE SHALLOW ENTOMBMENT CONCEPT

In the shallow entombment concept, the wastes in a solid form are buried in deep pits or in large-diameter (2-5 m) boreholes (Figure 1). The waste must be situated in geologic deposits in which migration of contaminants in groundwater flow will be negligible

relative to the inevitable but slow migration rate caused by molecular diffusion. Molecular diffusion as a cause of contaminant migration cannot be avoided in any type of moist or water-saturated geologic material. To achieve minimum rates of long-term contaminant migration and minimum flux of contaminants to aquifers and the biosphere, it is generally necessary to avoid geologic deposits in which groundwater velocities are greater than about 1 cm per year. For wet climatic regions, this necessitates that all geologic deposits except unweathered, relatively unfractured clayey deposits be avoided.

In the cool non-arid climatic regions that exist in most parts of southern Canada and the northern U.S.A., thick deposits of clayey material have a shallow water table because groundwater flow and evapotranspiration rates are not sufficient to cause desaturation of the clay beneath the surficial weathered zone. The water table has therefore remained not far below ground surface since the clayey deposits originated more than 10,000 years ago.

Figure 1 illustrates the hydrogeologic site conditions that are most suitable for entombment of hazardous wastes. In this conceptualization of site geology, an aquifer is shown beneath the thick clay. It would, of course, be desirable to select sites where aquifers do not exist beneath the clay, but such hydrogeologic settings are very rare. In most regions, insistence of avoidance of aquifers beneath the thick unweathered clay would be so restrictive that locating entombment sites would probably not be feasible. The avoidance of aquifers beneath the clay would drive the site selection process towards clayey deposits with lesser thickness or with other compromising features.

The unweathered clay that exists between the bottom of the disposal pits or disposal boreholes can be viewed as a natural clay liner in that, for the clay deposit to be deemed suitable for waste entombment, it must have a bulk hydraulic conductivity considerably less than that which is normally specified for compacted clay liners by the U.S. Environmental Protection Agency. Relative to compacted clay liners, the thickness of natural unweathered clay that separates the waste from underlying aquifers at entombment sites is much larger than that of liners. For example, clay liners are rarely thicker than 1 or 2 m, whereas the separation provided by the natural clay at entombment sites is generally between 10-30 m. In part, the debate regarding the use of the entombment option at a thick clay site versus the use of other types of sites where waste isolation is sought by construction of clay and/or artificial liners and d rains, one that compares the capability of thick natural low-permeability clay to perform passively as a contaminant-migration barrier versus that of an active engineered system for control and removal of leachate.

An important feature of entombment sites is the abundance of local clay for construction of exceptionally thick compacted clay covers on the waste cells. The top of the waste in the pits should be below the bottom of the adjacent zone of surficial weathered clay. Because this weathered zone is generally 4-6 m thick, the clay cover on the waste cell should be 6 m or more thick. The large amounts of clay necessary to make such covers is obtained during excavation of the disposal pits. The large thickness of the clay cover and the position of the waste at considerable depth below grade prevent problems arising from leachate mounding as typically arises when wastes are deposited in shallow pits with the top of the waste near or above grade.

HYDROGEOLOGIC STUDIES OF ENTOMEMENT SITES

For a thick clay deposit to be suitable for waste entombment, it is necessary to establish, with a relatively high degree of certainty, that molecular diffusion rather than groundwater flow will govern the migration of contaminants eventually dissolved from the waste. To accomplish this, the hydrogeologic studies of the clay must comprise of many facets, both conventional and unconventional. Such studies of thick clay deposits in southwestern Ontario are outlined below. The parts of southern Ontario where areally extensive and thick clayey deposits occur are shown in Figure 2 (areas labelled "1"). Small areas of thick clayey deposits may occur in areas labelled "2" on Figure 2. The following description of hydrogeologic and geochemical studies of thick clayey deposits in

southern Ontario has been drawn directly from Farvolden and Cherry (1987) and is based primarily on the work of Desaulniers (1986).

The hydraulic conductivity of the unweathered clayey deposits has been determined by Desaulniers (1986) at numerous locations by means of piezometer-response monitoring and by consolidation and triaxial cell tests on undisturbed core samples. Values are typically in the range of 5×10^{-10} m s^{-1} and 1×10^{-10} m s^{-1}. The hydraulic gradient in the unweathered zone is downward at nearly all locations where detailed head profiles have been measured. An example of a head profile at a site near Sarnia (about 8 km from the Tricil site) in southwestern Ontario is shown in Figure 3. The gradient is generally downward in the various areas of thick clay because beneath the clayey deposits there is fractured bedrock or in some areas, extensive sandy deposits, which act as regional groundwater transmission zones. The average linear groundwater velocity downward through the clay, obtained by dividing the calculated Darcy velocity by the total porosity, of about 0.4 for the glacial till to about 0.6 for the glaciomarine clay, is less than 1 cm per year.

The last Pleistocene glaciers receded from southwestern Ontario about 12,000 and 10,000 years ago. From consideration of the geomorphic settings of the thick-clay areas, it is expected that the magnitudes of the present-day hydraulic gradients in the various clay areas are not much different than the gradients that existed during the past 10,000 years. Thus, the calculated groundwater velocities are taken as evidence that groundwater circulation in the unweathered clay has been very slow during Holocene time.

Figure 3 shows vertical profiles of some major ions and environmental isotopes for the site in southwestern Ontario. Generally similar profiles have been obtained for many other sites in southwestern Ontario including the Tricil site. Figure 3 indicates that in southwestern Ontario, groundwater in the weathered zone and in the several metres of the clay just below the weathered zone contains relatively high concentrations of Mg^{2+}, Ca^{2+}, HCO_3^- and SO_4^{2-}. The Na^+ concentration, although not shown, is also high within and just below the weathered zone. Cl^-, which is nearly absent from the weathered zone, increases progressively with depth to the bottom of the clay. Below the shallow zone where weathering effects occur, Na^+ also increases with depth with the same trend as Cl^-.

The relatively high concentrations of major ions in and near the weathered zone are attributed to chemical weathering that took place primarily during Altithermal time when a warmer, drier climate probably caused the average water table to be two or three metres deeper than the present-day water table. Desication and related geochemical processes caused the fractures to form during this drier period.

At the end of the Pleistocene Epoch, rain and snowmelt replaced glacial meltwater as the dominant contributor of water to the land surface. This change is reflected in the depth profiles for ^{18}O. (Figure 3), which exhibits a gradual shift from relatively high values in the shallow zone that are typical of the present climate to lower values at depth believed to be representative of glacial meltwater. Deuterium profiles have a shape similar to the ^{18}O profiles. Carbon-14 dating of groundwater of deep groundwater in the clay in the Sarnia district indicates that the water is between about 10,000 and 14,000 years old.

Desaulniers and colleagues developed the following explanation for the profiles of major ions and isotopes described above. At nearly all study sites, the vertical flow of groundwater in the unweathered clay has a much smaller influence on the vertical migration of ions and isotopes than molecular diffusion. Molecular diffusion causes each constituent to move in the direction of its concentration gradient. Cl^-, Na^+, and CH_4 are diffusing upward from the bedrock where the high concentrations of these constituents originate. Upward diffusion dominates over the downward flow (i.e. advection) and therefore the net movement of these constituents is upward. Ca^{2+}, Mg^{2+}, HCO_3^- and SO_4^{2-} are diffusing downward from the weathered zone where they originate. ^{18}O and ^2H (deuterium) are diffusing downward from the bottom of the weathered zone into the unweathered clayey till.

This interpretation has been used as a time scale for one-dimensional mathematical modeling of the development of the major-ion and isotope profiles. The modeling is based on Fick's Laws of diffusion. As an example, simulations of the development of the ^{18}O profiles are shown in Figure 3. In these simulations it is assumed that the mean annual ^{18}O content of shallow recharge water changed quickly at the end of Pleistocene time from a value of about -18°/oo to the present-day average of -10°/oo. Figure 3 indicates that the observed present-day profile would be achieved after about 12,000 years of downward ^{18}O migration governed by molecular diffusion. The coefficients of molecular diffusion for ^{18}O used in the simulations were obtained from laboratory diffusion tests on core samples (Desaulniers, 1986). Other profiles from other sites in southwestern Ontario simulated in this manner provided similar results. The layer of clayey till laying directly on the bedrock surface originated more than about 16,000 years ago. Therefore, Cl^- and Na^+ began diffusing upward into this deep till from the bedrock at a much earlier time than the downward diffusion of ^{18}O and ^{2}H into the uppermost till. The simulations of upward Cl^- diffusion closely match the field profile for diffusion times of 14,000 to 16,000 years. The studies by Desaulniers (1986) suggest that at most locations in southwestern Ontario where the thickness of surficial clayey deposits uninterrupted by significant sandy layers is greater than about 10 to 15 m, the clayey material beneath the weathered zone normally contains groundwater that is many thousands of years old and that exhibits diffusion-controlled distributions of major ions and isotopes such as ^{18}O and ^{2}H.

The Tricil site was approved in 1975 for disposal of hazardous wastes in deep pits. In 1985-86 Johnson et al. (in press) conducted an investigation of one of the pits at this site. This particular pit was excavated in 1979. It received its final load of waste in 1980, at which time it was covered by a 1.5 m thick layer of local clay. Johnson et al. drilled holes through the waste to acquire cores of the upper 1.3 m of clay beneath the bottom of the pit.

After sectioning the cores, pore water obtained by squeezing numerous core segments was analyzed for chloride and volatile organic compounds. Waste-derived chloride was detected in the clay to a maximum depth of 83 cm below the bottom of the cell. The most mobile organic compounds were found only to a depth of approximately 15 cm (Figure 4). Although a distinct downward hydraulic gradient existed in the clay because of the high water table in the waste, the vertical chemical profiles in the clay were the result of molecular diffusion. The smaller distances of penetration for the organic compounds relative to chloride are attributed primarily to adsorption. Because the clay deposit at the site is 25 m thick, it will take thousands of years for contaminants to diffuse through the clay into the underlying aquifer. This study has implications with respect to low-permeability clay liners used at waste disposal sites. For liners of typical thickness (approximately 1 m) molecular diffusion will cause breakthrough of relatively mobile contaminants in less than 5 years, and the flux of contaminants out of such liners may be significant.

The contaminant-migration study by Johnson et al. at the Tricil site, other larger-scale hydrogeologic studies at this site, and the studies by Desaulniers and colleagues at the many other locations in southwestern Ontario provided findings that, although they pertain to different spatial and temporal scales, are consistent. Our confidence in predictions of long-term rates of contaminant migration in these thick clays exceeds that of other types of geologic materials.

SUMMARY

Of the various options currently available for ground disposal of solid hazardous wastes, shallow entombment in thick water-saturated deposits of unweathered clay provides the best possibility for long-term isolation of soluble hazardous waste constituents from aquifers and from the biosphere. For a site to be suitable for this option, it must have thick (> 20m) clayey deposits, a shallow water table, and a relatively thin surficial weathered zone. The unweathered clay in the disposal zone should not contain silt, sand or gravel lenses that have hydraulic continuity providing significant potential pathways

for contaminant migration. It should be established that the natural groundwater in the unweathered clay is very old, preferably Pleistocene in age. Hydrogeologic studies indicate that it is likely that such deposits exist in many parts of southern Canada. A major hazardous waste disposal facility that has used the shallow entombment method is operating near Sarnia, Ontario. A second site in Ontario is in the site evaluation and facilities design stage. Although the entombment option is not in use or under major consideration in the United States, it is very likely that areas with suitable clayey deposits could be found in some States.

ACKNOWLEDGEMENTS

The concept for shallow entombment of solid wastes in unweathered clayey deposits originated and evolved during a period of field and laboratory studies undertaken in collaboration with R.W. Gillham and D.E. Desaulniers. Research pertaining directly and indirectly to the concept has been supported by several organizations including Eldorado Nuclear Limited, Ontario Hydro, Tricil Limited, Ontario Ministry of the Environment, and the Natural Sciences And Engineering Research Council of Canada.

REFERENCES

Cherry, J.A., Gillham, R.W., Grisak, G.E. and Lush, D.L., 1979. A concept for longterm isolation of solid low-level radioactive waste in fine-grained glacial deposits. In: Management of low-level radioactive waste, Editors, M.W. Carter, A.A. Moghissi and B. Kahn, Pergamon Press, New YOrk, pp. 1021-1040.

Desaulniers, D.E., 1986. Groundwater origin, geochemistry and solute transport in three major glacial clay plains of East-Central North America. Ph.D. Thesis, 445 pp.

Farvolden, R.N. and Cherry, J.A., 1987. The St. Lawrence Lowlands Region. A chapter to be published in the volume The Decade of North American Geology, Geological Society of America. Vol. O-2, Geology of North America, U.S./Mexico.

Gillham, R.W. and Cherry, J.A., 1982. Predictability of solute transport in diffusion-controlled hydrogeologic regimes. Proc. Symp. on Low-Level Waste Disposal: Facility Design, Construction and Operating Practices, Sept. 28-29, Wash. D.C., U.S. Nucl. Reg. Comm., NUREG/CP-0028, CONF-820911, Vol. 3, pp. 379-410.

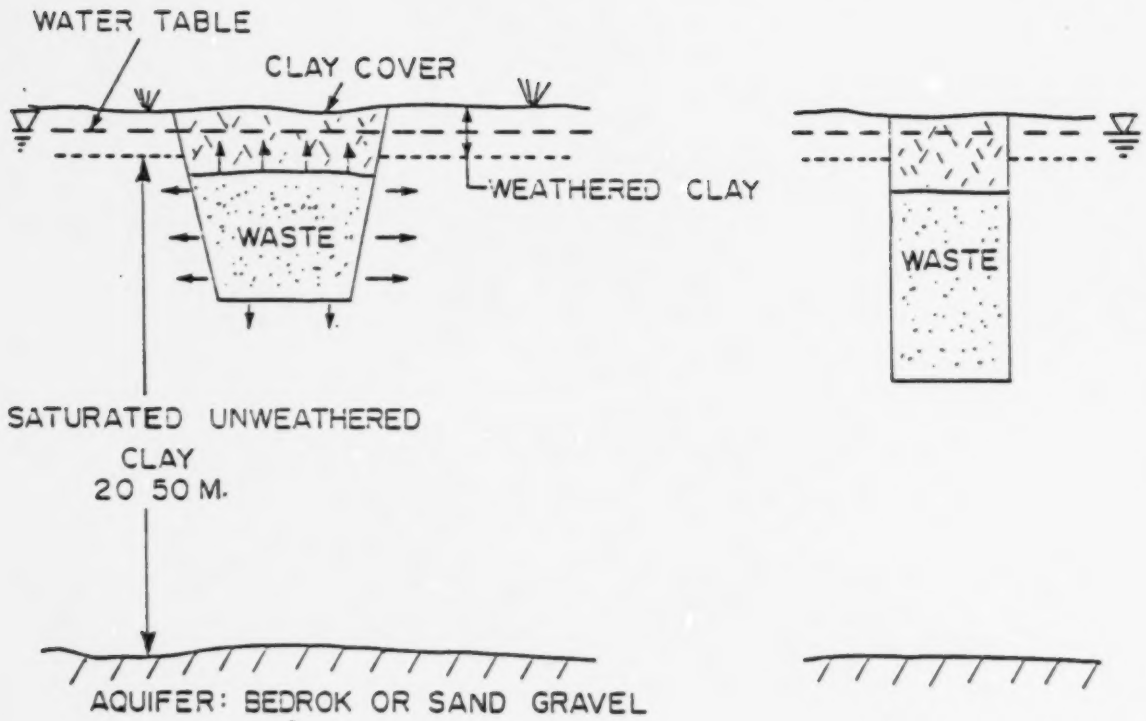
Figure Captions

Figure 1. Shallow waste entombment: cells formed in (a) a deep pit and (b) a large borehole.

Figure 2. Map of southwestern Ontario showing generalized nature of surficial deposits.

Figure 3. Hydrogeologic and geochemical conditions at a typical location in southwestern Ontario where thick clay occurs (from Farvolden and Cherry, 1987).

Figure 4. Waste disposal site field setting (left) and chloride (Cl^-) and organics distribution from core analysis (right). Dashed lines represent model predictions based on Fick's Second Law, where D_3 is the effective diffusion coefficient.



(NOT TO SCALE)

Figure 1. Shallow waste entombment: cells formed in (a) a deep pit and (b) a large borehole.

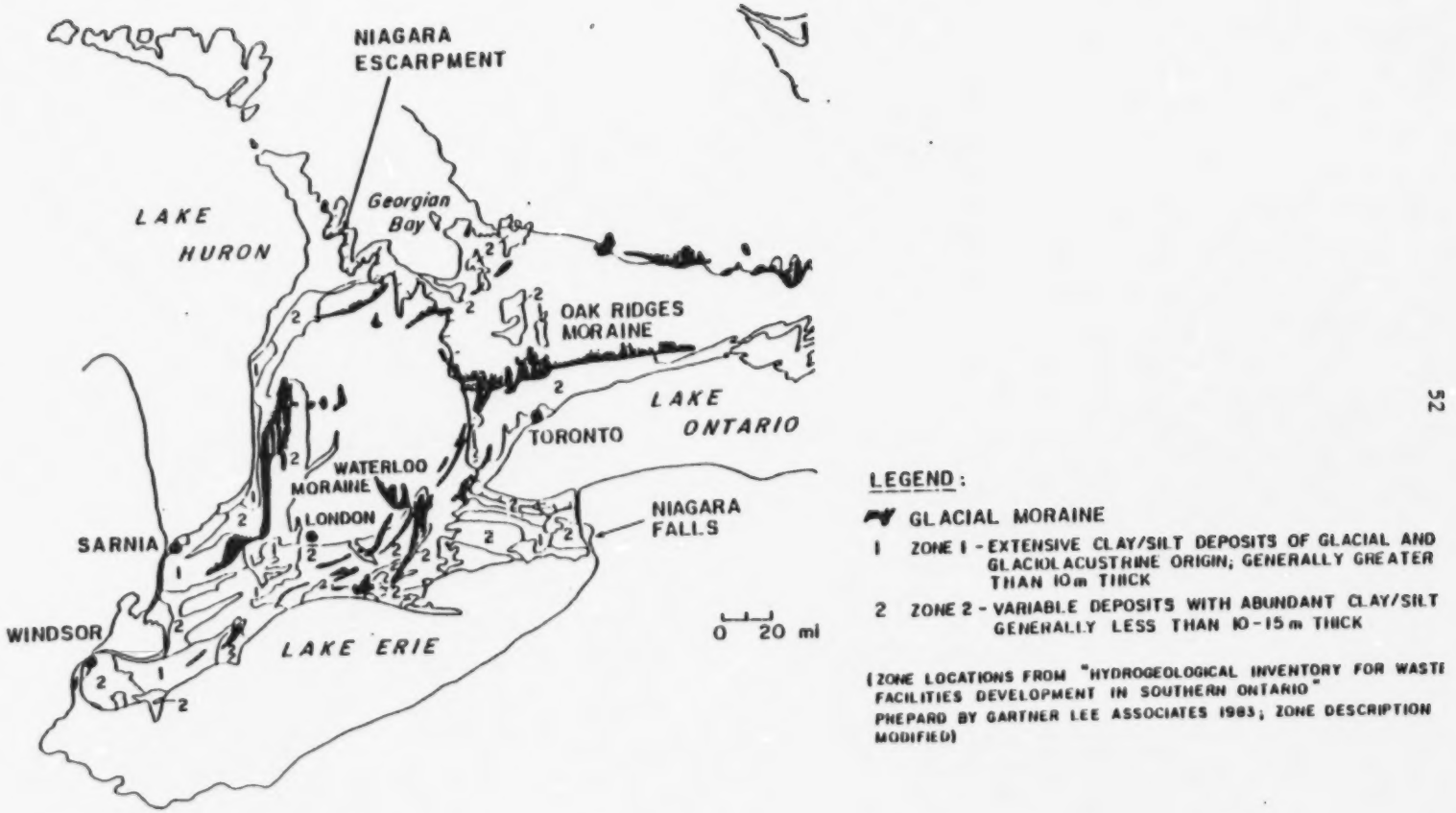


Figure 2. Map of southwestern Ontario showing generalized nature of surficial deposits.

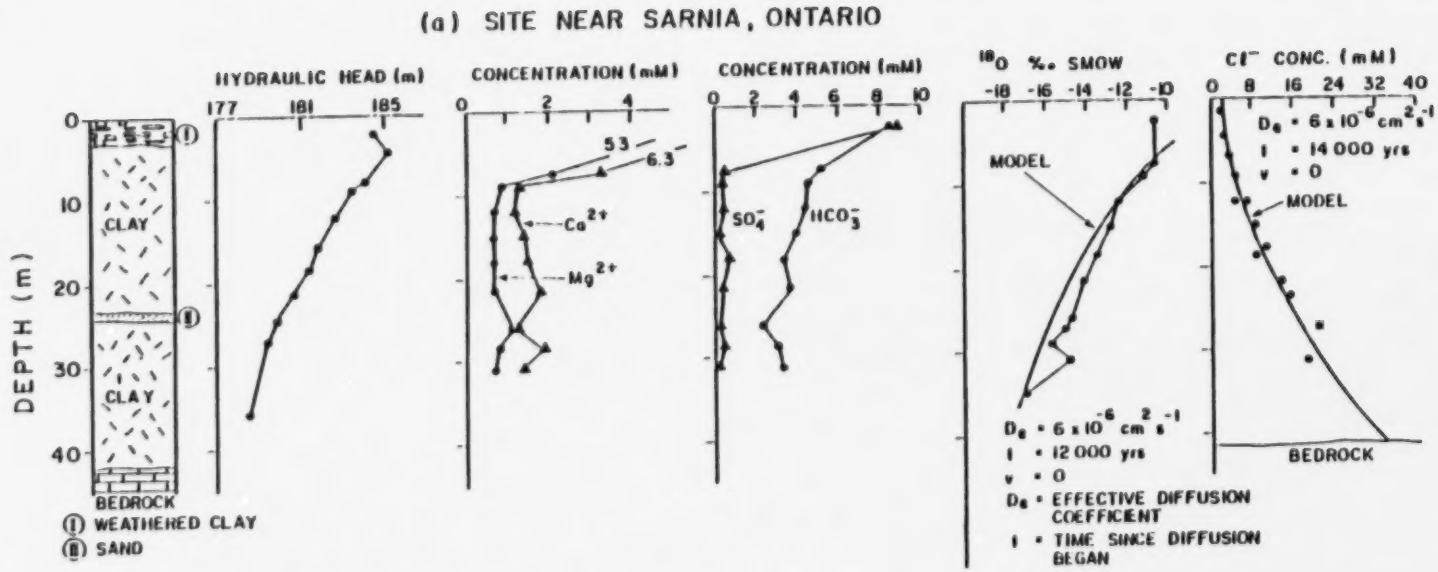


Figure 3. Hydrogeologic and geochemical conditions at a typical location in southwestern Ontario where thick clay occurs (from Farvolden and Cherry, 1987).

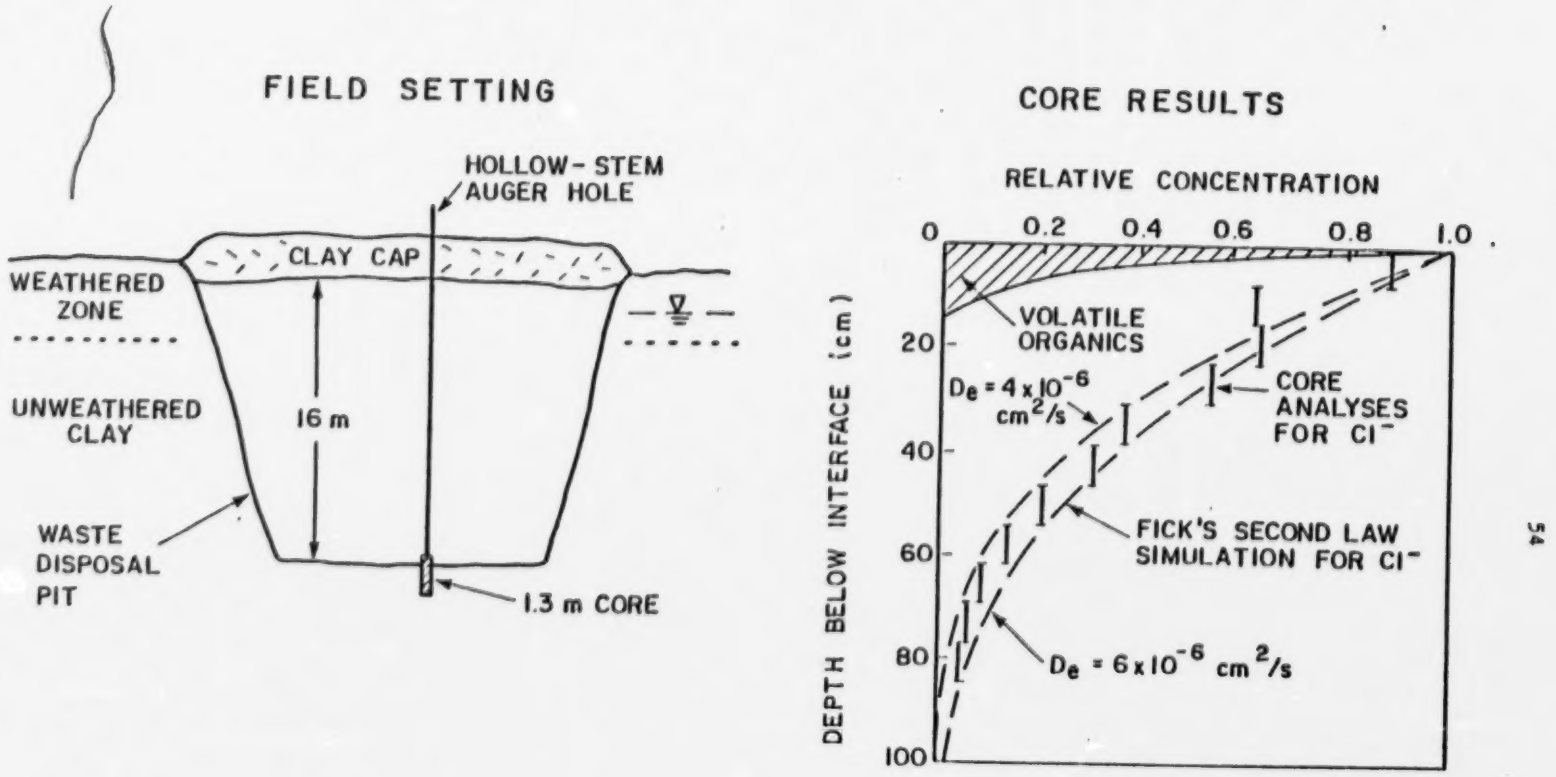


Figure 4. Waste disposal site field setting (left) and chloride (Cl^-) and organics distribution from core analysis (right). Dashed lines represent model predictions based on Fick's Second Law, where D_j is the effective diffusion coefficient.

PANEL - SESSION I

PANEL - SESSION I

PRÉSIDENT DU PANEL: Dr. Guy Lefebvre, Université de Sherbrooke.

MEMBRES DU PANEL : Mme Diana Mourato, Microbiologiste et associée de recherche au Centre de Recherche de Géotechnique de l'Université McGill.

M. Charles Schneeberger, Chef du Service Géotechnique et Ressources hydriques chez Tecsult.

M. Martin Poulin, Hydrogéologue chez Foratek International.

Q. de: M. Sarrailh et M. Schneeberger:

M. Perrier, quelle est la signification du critère de perméabilité très bien défini en terme de valeur, lorsqu'on connaît tous les problèmes qui sont reliés à la mesure de ce paramètre, et est-ce que cette exigence est reliée à certains standards de mesure et est-ce que ça inclut les problèmes d'anisotropie de perméabilité ? Est-ce que c'est une perméabilité verticale ou horizontale ?

R. de: M. Perrier:

Je ne suis pas spécialiste de la question, mais je peux vous dire que c'est la chose la plus simple à mesurer, et si nous avons des exigences de cet ordre-là, c'est parce qu'on y va par la méthode qui est la plus connue et qui est la plus simple. Cependant, j'ai des gens du ministère ici, entre autres une personne qui a peut-être contribué à la mise au point du premier règlement il y a déjà quelque temps, et qui voudrait s'exprimer là-dessus. En termes techniques, je ne suis pas capable d'aller plus loin. Est-ce que M. Goulet ou M. Simard voudraient s'exprimer là-dessus ?

R. de: M. Simard:

La perméabilité est un élément important vis-à-vis la gestion des déchets, parce qu'en général, on utilise la perméabilité pour calculer le temps de migration, ce qui va nous permettre de prédire le temps que va prendre le contaminant pour migrer à travers un milieu géologique naturel. C'est peut-être un élément qu'on utilise pour calculer la migration, et qui nous donne une bonne précision au niveau des gradients hydrauliques et on peut obtenir de l'information concernant la porosité. Par contre, au niveau de la perméabilité, il peut être difficile d'obtenir une valeur exacte. Par contre, c'est encore le meilleur élément qu'on peut obtenir pour calculer le temps de migration et juger de l'impact d'un lit d'enfouissement.

Q. de: Panel, M. Schneeberger:

La question s'adresse à M. Simard ou M. Perrier.

Est-ce que vous envisagez de modifier ou de réglementer les flux de transport des contaminants ? Est-ce que vous envisagez de modifier cette réglementation qui porte uniquement sur la conductivité hydraulique, pour tenir compte des choses comme les flux de contaminants ou la masse des contaminants qui atteignent l'aquifère ?

R. de: M. Perrier

Avec l'évolution de la technologie et avec l'apport de nouvelles connaissances, je ne vois pas pourquoi on ne modifierait pas la réglementation. Mais pour l'instant, les gens de mon groupe n'envisagent pas de changement immédiat. On produit les déchets et on est pris avec ça et on est obligé de vivre avec ce qu'il y a sur place. Cependant, lorsqu'on pense à l'enfouissement des déchets et qu'on veut les mettre à un endroit où on doit les transporter, à ce moment-là, le choix d'un endroit devient

R. de: M. Perrier (suite)

difficile. Je pense que c'est bien différent comme approche. On peut à ce moment-là, soit utiliser l'argile existante naturelle, ou exiger de l'argile supérieure ou alors des barrières artificielles. J'ai essayé de vous en montrer une dans ma présentation, qu'on envisage, qui n'est pas encore tout à fait au point en termes d'exigences réglementaires.

Q. de: MM. Guillemette, Rosenberg, Poulin au Dr. Quigley:

In your presentation, you did not seem to push the use of bentonite as a barrier as opposed to natural soils. Can you comment on that ?

R. de: Dr. Quigley:

Most of the bentonite barriers around Toronto seem to have failed allowing for domestic waste migration. Most available bentonites are sodium bentonites which are very susceptible to cracks due to calcium ion exchange; that is, monovalent to divalent ion exchanges. There are some beautiful monovalent to divalent curves in Ray Yong's book. Some bentonites may be beidelites. Beidelite is a montmorillonite with a higher charge in the tetrahedral layers which may fix potassium which causes significant c-axis contractions. Because of this, the bentonite cracks. There is not much you can do about a crack. Another problem is, because of the hydraulic conductivity 10^{-13} cm/s, they tend to be constructed rather thinly, which means they are even more susceptible to damage by cracking. I think bentonite would be extremely useful as a surface adsorption layer on top of a layer of natural clay barrier, taking out the adsorbable species and thus, protecting natural vermiculitic barriers from potassium fixation and other things that would damage it.

Q. de: Panel, M. Poulin:

Do you apply the same comment to artificial barrier such as to PVC liner as to bentonite ?

R. de: Dr. Quigley:

I don't know anything about plastic and rubber barriers. I have avoided them until now. The chemistry is enormously complicated. From what I heard from consultants, the liners puncture and there are often problems with leaks through seams. Someone else can answer this.

R. de: Dr. Cherry:

EPA requests that an artificial liner be installed on natural soils. When experts testify in Ontario on the usage of such barriers, they generally expect them to last less than a few decades. Techniques for installing such liners have been improved in the past few years, and because of these improvements, such artificial barriers may now have a successful role in waste management.

R. de: Dr. Yong:

In the largest waste disposal site in Emelle, USA, the so-called double liner technique was applied. The artificial membranes were installed although the site seats, on a natural thick clay deposit. EPA requests that all sites be protected by double liners and that the membranes be guaranteed for 35 years. The manufacturers will not ensure their liners for 35 years and one day. There is no question that no liner will contain the contaminant liquids at infinitum. This has to be taken into consideration when designing waste containment sites.

R. de: Dr. Cherry:

The Emelle site mentioned by Dr. Yong was operated for many years without the artificial liner system, and no leakage was

R. de: Dr. Cherry (suite)

detected. The liner was demanded by EPA because of new regulations rather than because of poor performance at that site.

Q. de: M. Denis:

Why has EPA taken that direction of requirements of artificial liners, when here in Canada, we seem to go in the clay liner direction ?

R. de: Dr. Cherry:

The hydrogeologic conditions in many parts of the United States are such that good natural clay deposits are not available. Artificial liners may offer the only hope at reasonable cost in these areas, also, the regulations do not demand long term isolation and, therefore, short term solutions such as artificial liners are favored.

R. de: Dr. Yong:

Since hazardous and toxic waste disposal is under EPA jurisdiction, and since EPA'S mandate covers all of U.S., a uniform set of requirements is needed for application all accross the country. Two standards are minimum requirements that need to hold for sites throughout U.S. to ensure satisfaction of standards.

Q. de: Mme Mourato:

(Question adressée à M. Perrier)

La cellule à sécurité maximum que vous avez montrée à la fin de votre présentation revient à ce que l'EPA recommande aux États-Unis. Le Québec a beaucoup d'argile naturelle, pourquoi prendre cette direction ?

R. de: M. Perrier:

Il est vrai que le Québec est une province riche en argile. Par contre, celle-ci n'est pas toujours à l'endroit où on la voudrait. Quand vous avez une compagnie à un endroit qui n'a pas d'argile, mais que celle-ci doit enfouir ses déchets, il serait impensable que la compagnie doive transporter ses résidus. À ce moment-là, vous n'avez pas le choix. Quand la perméabilité est de 10^{-3} cm/s, on se tourne du côté d'une cellule avec double membrane qui est sécuritaire. Je suis d'accord que ce n'est pas garanti pour 100 ans ou 2 000 ans.

Q. de: Mme Mourato:

Est-ce que dans un futur rapproché, un des critères à retenir lors du choix du site d'une industrie serait la teneur en argile de ce site ?

R. de: M. Perrier:

C'est là un gros problème. Le public a un grand mot à dire dans le choix du site d'une industrie et aussi de l'endroit où l'on veut entreposer des déchets. Par exemple, au site de Tricil, en Ontario, on a à faire face à des audiences publiques qui durent un an, deux ans et qui coûtent des millions de dollars. Alors, les compagnies sont inclinées à aller vers des endroits où les conditions sont favorables à l'enfouissement des déchets. Cependant, le cas de Stablex qui est installé au camp Bouchard à Blainville, est sur un site magnifique qui n'a pas besoin de membrane artificielle.

Q. de: Mme Mourato:

Dans la cellule sécuritaire proposée, avez-vous pensé ajouter un matériel plus actif à la place du sable qui se trouve entre les membranes ?

R. de: M. Perrier:

Je demande à M. Goulet de répondre à cette question.

R. de: M. Goulet;

L'utilisation du sable n'a comme simple but que de favoriser le drainage. Le sable forme une épaisseur qui sert à récupérer les eaux de lixiviation d'une part, et tout liquide ayant percolé entre ces deux membranes. Je voudrais rajouter quelque chose à ce que M. Perrier disait en ce qui a trait à l'épaisseur d'argile dans le Québec. Par exemple, dans les basses terres du Saint-Laurent, on n'a pas de difficulté à retrouver des épaisseurs d'argile suffisantes pour y situer des sites d'enfouissement, mais en Gaspésie par exemple, cela serait impossible. On s'incline du côté des membranes synthétiques pour plusieurs raisons, mais on laisse quand même une porte ouverte aux membranes naturelles. Le problème avec les membranes naturelles est qu'elles permettent quand même une assez grande diffusion. On s'oriente un peu vers une solution qui permettrait à la fois l'usage des membranes synthétiques et des membranes naturelles. Un exemple que M. Perrier vous donnait sur une diapositive, démontre que sous les premières membranes, il y avait deux membranes artificielles. Il serait possible d'y avoir une membrane synthétique et une membrane naturelle.

Q. de: M. Vivreau:

Could on-site vitrification of contaminated soils through a large charge of electricity, solve the disposal problems. Is it a valuable alternative ?

R. de: Dr. Yong:

I think it becomes expensive. .... The ability to indeed simplify the technique is indeed a problem (The rest was inaudible).

Q. de: M. Ballivy:

From your experience with soil barriers, what are the potential problems of brown weathered clays in barriers ?

R. de: Dr. Quigley:

Mr. Brezinski of Geocon sent me a paper about a clayey barrier for an upstream dam which was wetted and compacted with leachate. The barrier failed by swelling due to methane generation. We measure small swell pressures of about 6% for our weathered, near surface brown clays in S.W. Ontario and have had little trouble with these soils which are calcium saturated.

Q. de: ? - Use of additives

That is interesting. We have been able to arrest completely the destruction of clay barriers due to dioxane and benzene associated with alcohol by the use of soil cement. I think it has great potential for soil applications provided the barriers do not become too brittle.

Q. de: Panel, M. Schneeberger:

You mentioned some kind of a border of a limit in the gradient, below which the no-velocity concept would give you the best fit for the migration of contaminant. Could you comment on this value of flow limit, whether it applies to clay only, or it would also apply to glacial tills.

R. de: Dr. Cherry:

Our data from thick natural unweathered and infractured clay deposits in Ontario, suggests that the threshold gradient is somewhere between 0,2 and 0,4. When the gradient is smaller than this threshold range, we see no influence of flow. Under this no-flow condition, contaminants move only on to molecular diffusion.

Q. de: M. Locat:

Quelle est la relation entre les critères de conception qui nous ont été présentés et la performance, d'après votre expérience ?

R. de: Panel, M. Schneeberger:

Je suis finalement venu à la géotechnique des déchets par le biais des barrages, et dans les barrages, on a fait le chemin inverse. Pendant très longtemps, on s'est basé uniquement sur les performances d'un noyau d'argile, d'un noyau de bentonite ou de toutes sortes de matériaux naturels, et on excluait systématiquement tous les matériaux artificiels. Maintenant, on arrive avec un cadre législatif qui devient de plus en plus sévère, et j'imagine que la quantité de "brainstorming" qu'un ingénieur doit mettre va diminuer. Alors, je ne sais pas très bien où l'on va, c'est pour cela que j'ai posé ma question à M. Perrier. Qu'est-ce qui nous reste ? Comment peut-on assurer la performance de notre ouvrage si le cadre législatif est si serré ? Si on normalise les déchets, on normalise les liners et on normalise les impacts; il n'y a plus grand chose comme liberté.

Panel: Mme Mourato:

Je voulais apporter un commentaire sur les exposés de ce matin. Nous avons été confrontés ce matin à différentes philosophies ou approches du problème qui nous réunit aujourd'hui. D'un côté, l'emphase est mise sur la diffusion des contaminants dans les sols, et à l'autre extrême, sur les interactions et la transformation des contaminants dans et par les sols. Plusieurs théories pour décrire un même problème. Il serait pourtant d'une grande utilité pour les professionnels et les chercheurs de la deuxième génération, que ces philosophies se rencontrent sur un terrain commun. Les théories qui en découleraient seraient des plus intéressantes, et nous approcheraient peut-être de

Panel: Mme Mourato (suite)

la solution vis-à-vis la prédiction de la migration des contaminants dans les sols.

Panel: M. Poulin:

Mon expérience personnelle, c'est que les normes du Gouvernement du Québec n'ont pas été faites en fonction des critères de performance, mais plutôt en fonction des caractéristiques physiques des barrières.

Q. de: M. Lefebvre:

Mais dans quelle direction devrait-on aller à ce moment-là ?

R. de: M. Schneeberger:

On devrait aller vers une déréglementation. C'est la mode maintenant, et laisser aux consultants et aux ingénieurs-conseils plus de liberté.

Q. de: M. Lefebvre:

Mais qui représentera la société qui doit émettre des exigences pour que nos enfants soient encore protégés, viables ?

R. de: M. Schneeberger:

Je n'ai pas exclus qu'on note des objectifs. On pourrait noter des objectifs aux récepteurs, celui qui est la personne qui est installé dans le voisinage. Je pose la question: Pourquoi normaliser aussi bien la source, le déchet que le liner ? Doit-on normaliser toute la série de points entre la source contaminante et l'usager potentiel ? Il y a un débat à ouvrir si on normalise l'objectif ou on normalise toute la ligne.

R. de: Dr. Quigley:

Eighty percent of the work should be done in the field. I feel this very strongly, and I am sure John Cherry does too, because he does most of his work in the field. And when you get the data from the field, you just cannot argue with the chemical data. Also, judges can understand field data very well, whereas they will never understand Fick's first and second laws of diffusion or advection.

R. de: M. Perrier:

Le public demande une réglementation dans la plupart des secteurs. Elle est demandée par les industries, par les consultants. Elle est demandée par ceux dans le domaine qui nous demandent des règles du jeu. Alors, qu'est ce qu'on fait ? On fait en sorte que tout le monde soit satisfait après consultation. On publie pour consultation officielle, dans la Gazette officielle, et finalement, le projet est approuvé dans une certaine forme de troisième lecture. On espère que cette consultation donne la chance à tout le monde d'exprimer ses objectifs.

DÉJEUNER-CAUSERIE

M. GEORGES SIMARD, ing.
MENVIQ

"Synthèse des travaux sur les sites d'enfouissement au Québec"

MESDAMES ET MESSIEURS,

ON M'A DEMANDE DE VOUS ENTRETENIR DE QUESTIONS ENVIRONNEMENTALES. JE CROIS QU'IL N'EST PAS APPROPRIÉ D'ÊTRE TRÈS TECHNIQUE LORS D'UN REPAS.

J'AI DONC CHOISI DE VOUS ENTRETENIR DE RÉALISATIONS QUÉBÉCOISES DANS LE DOMAINE DE L'ENFOUISSEMENT ET DE LA RESTAURATION DE LIEUX CONTAMINÉS.

JE VOUS PARLERAI DONC:

1- DU PROGRAMME DU GERLED EN MATIÈRE DE RESTAURATION DES SITES CONTAMINÉS;

2- DE LA DÉPOLLUTION DE LA NAPPE AQUIFÈRE DE MERCIER;

3- DE DEUX CAS DE CONSTRUCTION DE CELLULES SÉCURITAIRES POUR L'ENTREPOSAGE DE BRASQUES.

LE PROGRAMME GERLED

L'EXISTENCE RECONNUE OU APPRÉHENDÉE D'UN NOMBRE IMPORTANT DE LIEUX CONTENANT DES DÉCHETS DANGEREUX DONT ON IGNORAIT SOUVENT LA NATURE, LA LOCALISATION ET, DANS LA PRESQUE TOTALITÉ DES CAS, LES CONSÉQUENCES SUR LA SANTÉ PUBLIQUE ET L'ENVIRONNEMENT, A AMENÉ LE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT À CRÉER LE 23 OCTOBRE 1983 UN GROUPE DE TRAVAIL: LE GROUPE D'ÉTUDE ET DE RESTAURATION DES LIEUX D'ÉLIMINATION DE DÉCHETS DANGEREUX (GERLED).

LES TRAVAUX DU GERLED ONT PERMIS D'IDENTIFIER, JUSQU'À PRÉSENT, 322 LIEUX AYANT POTENTIELLEMENT REÇU DES DÉCHETS DANGEREUX.

UNE CLASSIFICATION PRÉLIMINAIRE DE CES LIEUX A ÉTÉ RÉALISÉE LORS DE L'INVENTAIRE EN FONCTION DU NIVEAU DE RISQUES QU'ILS REPRÉSENTENT, EN TENANT COMPTE DES INFORMATIONS ALORS DISPONIBLES SUR LA NATURE ET LE COMPORTEMENT DES DÉCHETS DANGEREUX. CETTE CLASSIFICATION RÉPARTIT LES LIEUX INVENTORIÉS EN CATÉGORIE I, II, III ET IV, ÉTABLIS EN FONCTION DES RISQUES POUR LA SANTÉ PUBLIQUE ET L'ENVIRONNEMENT. CE SONT SURTOUT LES LIEUX DE CATÉGORIE I, SOIT 66 LIEUX AU STADE ACTUEL DE NOS CONNAISSANCES QUI RETIENNENT PARTICULIÈREMENT L'ATTENTION PUISQUE CE SONT LES LIEUX IDENTIFIÉS COMME PRÉSENTANT UN DANGER OU UN POTENTIEL ÉLEVÉ DE RISQUES POUR LA SANTÉ PUBLIQUE OU POUR L'ENVIRONNEMENT.

LES ÉTAPES DU PROGRAMME

A- CARACTÉRISATION EXHAUSTIVE DES LIEUX

L'OBJECTIF DE CETTE PHASE EST D'ANALYSER L'IMPACT DES LIEUX D'ÉLIMINATION AFIN DE CONNAÎTRE LE MIEUX POSSIBLE TOUS LES ASPECTS DE LA CONTAMINATION ET DE CERNER POUR CHAQUE CAS LES RISQUES POUR LA SANTÉ ET L'ENVIRONNEMENT. LA CARACTÉRISATION VISE ÉGALEMENT À ÉTABLIR LES PRIORITÉS D'INTERVENTION DE FAÇON PLUS PRÉCISE ET INDIQUER LES OBJECTIFS À ATTEINDRE PAR L'APPLICATION DES MESURES CORRECTRICES.

UNE ANALYSE DE L'INFORMATION EXISTANTE EST EFFECTUÉE AFIN DE DÉTERMINER S'IL EST POSSIBLE D'IDENTIFIER ET DE CARACTÉRISER L'IMPACT DE CES LIEUX TANT SUR LA SANTÉ PUBLIQUE QUE SUR L'ENVIRONNEMENT. DANS LE CAS OÙ CETTE INFORMATION EST SUFFISANTE POUR IDENTIFIER L'IMPACT RÉEL, IL EST ALORS POSSIBLE DE PASSER DIRECTEMENT AUX ÉTAPES SUBSÉQUENTES. DANS LE CAS CONTRAIRE OÙ L'INFORMATION EST DÉFICIENTE OU INEXISTANTE, UNE ÉTUDE SERA ENTREPRISE POUR IDENTIFIER LA NATURE ET LA PORTÉE DE L'IMPACT DU LIEU SUR LE MILIEU. C'EST ALORS QU'UN PROGRAMME COMPLET D'ÉCHANTILLONNAGE SUR LES DÉCHETS, LES EAUX DE SURFACE, LES EAUX DE LIXIVIATION, LES EAUX SOUTERRAINES ET L'AIR EST RÉALISÉ. DES ÉTUDES HYDROGÉOLOGIQUES ET ÉCOTOXICOLOGIQUES SOMMAIRES OU EXHAUSTIVES POURRONT ALORS ÊTRE NÉCESSAIRES POUR ÉVALUER LE RISQUE OU L'IMPORTANCE DE LA CONTAMINATION DES EAUX SOUTERRAINES ET DU CONTACT POSSIBLE DE CES SUBSTANCES TOXIQUES AVEC L'ÊTRE HUMAIN VIA L'EAU, L'AIR OU LE SOL. **LE PRINCIPE DE RESPONSABILITÉ DU PROPRIÉTAIRE SERA APPLIQUÉ POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES. LE MINISTÈRE AURA À DÉTERMINER ET À ANALYSER LE CONTENU DES ÉTUDES RÉALISÉES PAR LES PROPRIÉTAIRES DES LIEUX.**

B- Élaboration et choix des mesures correctrices

À la suite de la caractérisation exhaustive d'un lieu et lorsque la situation l'exigera, il faudra élaborer et choisir des mesures correctrices permettant l'élimination ou la réduction des impacts sur la santé des citoyens et sur l'environnement. Les mesures correctrices se regroupant dans trois (3) catégories:

- **Intervention directe sur la population ou le milieu récepteur touché**, c'est-à-dire déplacement de la population, déplacement des prises d'eau potable, limitation des usages du milieu par la population, etc.

- **Élimination de la source de pollution**, c'est-à-dire en intervenant directement sur le déchet soit en l'enlevant ou en le stabilisant de façon physique ou chimique.

- **Réduction du rythme de rejet des polluants qui entraînent les effets dommageables**, de façon à ce que la population ou le milieu récepteur ne soit plus exposé à un niveau inacceptable de pollution.

C- Réalisation des mesures correctrices

Pour la réalisation des mesures correctrices, le ministère de l'Environnement envisage les démarches suivantes:

1- élaboration d'un programme de restauration et d'un calendrier d'exécution;

2- OFFICIALISATION DU PLAN CORRECTEUR À L'AIDE D'UN DOCUMENT DE CARACTÈRE LÉGAL TEL UN CERTIFICAT D'AUTORISATION OU UN PROTOCOLE D'ENTENTE OU PAR UNE ORDONNANCE, S'IL Y A LIEU;

3- RÉALISATION DES MESURES CORRECTRICES.

D- CONTRÔLE ET ÉVALUATION

LE MINISTÈRE DOIT EFFECTUER UNE SURVEILLANCE LORS DE LA RÉALISATION DES MESURES CORRECTRICES ET CONTRÔLER L'INTÉGRITÉ PHYSIQUE DES OUVRAGES ET EN VÉRIFIER L'EFFICACITÉ.

E- LE SUIVI ENVIRONNEMENTAL

LE SUIVI ENVIRONNEMENTAL EST UNE RESPONSABILITÉ CONJOINTE DU PROPRIÉTAIRE ET DU MINISTÈRE. CETTE ÉTAPE VISE À METTRE EN PLACE UN PROGRAMME DE SURVEILLANCE DES LIEUX RESTAURÉS. DANS LE CAS DES LIEUX NON RESTAURÉS LE PROGRAMME PERMET DE SUIVRE L'ÉVOLUTION DE LA CONTAMINATION AFIN DE DÉTERMINER, S'IL Y A LIEU, DES MESURES À PRENDRE.

RESTAURATION DE LA NAPPE AQUIFÈRE DE MERCIER

LE GOUVERNEMENT DU QUÉBEC DÉCIDAIT EN 1982 D'INVESTIR 7,4 MILLIONS DE DOLLARS POUR ASSAINIR LES EAUX SOUTERRAINES POLLUÉES PAR LES LAGUNES DE DÉCHETS ORGANIQUES ET RÉCUPÉRER LES USAGES DE L'EAU.

LE PLAN D'INTERVENTION A NÉCESSITÉ LA MISE EN PLACE D'UN SYSTÈME DE TROIS PUITS ET D'UNE USINE DE TRAITEMENT DES EAUX SOUTERRAINES. LES OUVRAGES DE CAPTAGE ET DE TRAITEMENT DES EAUX POLLUÉES ONT COÛTÉ 3 MILLIONS DE DOLLARS ET L'OPÉRATION DE L'USINE SUR UNE PÉRIODE CINQ ANS VA COÛTER 4,4 MILLIONS DE DOLLARS.

LES TROIS PUITS ONT UNE CAPACITÉ DE 38 L/S, ONT UNE PROFONDEUR DE 30 M ET SONT SÉPARÉS DE 30 M. L'OPÉRATION DES PUITS FAVORISE LA CRÉATION D'UNE BARRIÈRE HYDRAULIQUE QUI EMPÊCHE LES POLLUANTS DE MIGRER ET LES ATTIRE VERS LE SYSTÈME DE CAPTAGE.

L'USINE UTILISE QUATRE PROCÉDÉS DE TRAITEMENT:

1- L'AÉRATION OU LE STRIPPAGE;

2- LA COAGULATION ET LA PRÉCIPITATION DES SOLIDES EN SUSPENSION À L'AIDE D'UN PULSATOR;

3- LA FILTRATION SUR FILTRES À SABLE RAPIDES;

4- L'ABSORPTION SUR CHARBON ACTIVÉ.

DERNIÈREMENT, LE PROJET DE MERCIER A ÉTÉ RETENU LORS D'UNE RÉUNION DE L'OTAN À KARLSRUHE EN ALLEMAGNE COMME UN PROJET DE DÉMONSTRATION À L'ÉCHELLE MONDIALE. IL FERA DONC L'OBJET D'UNE PRÉSENTATION SPÉCIALE LORS DE LA RÉUNION DU NATO/CCMS PILOT STUDY ON

REMEDIAL ACTION TECHNOLOGIES FOR
CONTAMINATED LAND AND GROUNDWATER

LIEU D'ENTREPOSAGE DE LA BRASQUE À JONQUIÈRE - SOCIÉTÉ D'ÉLECTROLYSE ET DE CHIMIE ALCAN LTÉE.

NATURE DU PROJET: CONSTRUCTION D'UNE CELLULE ÉTANCHE EN ARGILE NATURELLE (140 M X 140 M X 8 M) POUR ENTREPOSER LES BRASQUES AU COÛT DE 2 MILLIONS DE DOLLARS.

NATURE DU SOL EN PLACE: SOL EN PLACE CONSTITUÉ D'UNE COUCHE D'ARGILE SILTEUSE DE 10 M D'ÉPAISSEUR REPOSANT SUR DU ROC PEU FRACTURÉ. L'ARGILE EN SURFACE EST FRACTURÉE ET LA PERMÉABILITÉ À LA COUCHE D'ARGILE VARIE DE 9×10^{-6} À $2,0 \times 10^{-7}$ CM/S.

NATURE DE LA CELLULE: LA CELLULE EST CONSTITUÉE D'UNE MEMBRANE CONSTRUITE EN ARGILE NATURELLE PROVENANT DES SIX PREMIERS PIEDS DE L'EXCAVATION ET COMPACTÉE AU MAXIMUM À L'AIDE D'UN COMPACTEUR PNEUMATIQUE. L'ÉPAISSEUR DE LA MEMBRANE DU PLANCHER ET DES MURS EST DE 1,6 PIEDS ET DE 3,0 AU NIVEAU DU TOIT. LA PERMÉABILITÉ DÉSIRÉE EST COMPRISE ENTRE 10^{-7} ET 5×10^{-8} CM/S.

LA CELLULE COMPREND ÉGALEMENT DES COUCHES DRAINANTES ET UN SYSTÈME DE COLLECTE DES EAUX DE LIXIVIATION.

MONITORING: UN SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA CELLULE EST EFFECTUÉ PAR LE PROPRIÉTAIRE.

CONSULTANT: LMB EXPERT CONSEIL - JONQUIÈRE.

ENFOUISSEMENT DES BRASQUES
SOCIÉTÉ CANADIENNE DE MÉTAUX REYNOLDS LIMITÉE

NATURE DU PROJET	CONSTRUCTION D'UNE CELLULE ÉTANCHE (100 M X 100 M X 10 M) POUR ENTREPOSER 100 000 TONNES DE VIEILLES BRASQUES.
NATURE DU SOL EN PLACE	CELLULE CONSTRUITE SUR UN REMBLAI EN ENROCHEMENT AMÉNAGÉ SUR UN TERRAIN À ROC SUBAFFLEURANT.
NATURE DE LA CELLULE	LA CELLULE EST CONSTITUÉE D'UNE MEMBRANE SOL-BENTONITE DE 600 MM (24 POUCES) CONFECTIONNÉE À PARTIR DE MORAINE ET PAR L'ADDITION DE 9 POUR CENT DE BENTONITE AFIN D'OBTENIR UNE PERMÉABILITÉ DE 10^{-8} CM/S ET UN TEMPS DE MIGRATION DE 10 ANS À TRAVERS LA CELLULE. LA MEMBRANE EST ENTOURÉE DE COUCHES GRANULAIRES POUR ASSURER SA PROTECTION. LA CELLULE EST DOTÉE DE PENTES SUFFISANTES POUR ASSURER L'ÉVACUATION DES EAUX DE LIXIVIATION VIA UN SYSTÈME DE DRAINS ET DE RÉSERVOIR DE RÉTENTION.
MONITORING	UN SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA CELLULE EST EFFECTUÉ PAR LE PROPRIÉTAIRE.
CONSULTANT	LA FIRME SNC, MONTRÉAL

CONCLUSION

J'AI TENU À SOULIGNER CERTAINS PROJETS QUI MÉRITENT NOTRE ATTENTION. JE SUIS CONVAINCU QUE LES PROPRIÉTAIRES DE CES INSTALLATIONS SE FERONT UN PLAISIR DE RÉPONDRE À VOS QUESTIONS. JE N'AI PAS VOULU ÊTRE TROP TECHNIQUE PUISQUE VOUS AUREZ AU COURS DE LA SESSION DE CET APRÈS-MIDI À ÉCOUTER ATTENTIVEMENT LES PRÉSENTATIONS QUI VOUS SERAIT FAITES DANS LE DOMAINE DE L'ENFOUISSEMENT ET DU CONTRÔLE DES EAUX DE LIXIVIATION.

GEORGES SIMARD, ING. M. SC.
CHEF DU SERVICE
TRAITEMENT ET ENFOUISSEMENT
DES DÉCHETS

SESSION II

PRÉSIDENT:

M. GEORGES SIMARD, ING.
MENVIQ

THÈME 3: ÉTUDE DE CAS

MME FRANÇOISE HUPPERTZ, Biologiste
LABEXPRESS INC.

M. MARC BOULÉ, ing.
LMB EXPERTS-CONSEILS INC.
M. JEAN-ROBERT LAROUCHE, ing.
TECHMAT (1983) INC.

M. MICHEL LESAGE, ing.
GESTION GROUPE INTERSAN

DR. ROBERT CHAPUIS, Chercheur
ÉCOLE POLYTECHNIQUE, UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MME FRANÇOISE HUPPERTZ, Biologiste
LABEXPRESS INC.

"Confinement de sols contaminés en cellule étanche à Ville LaSalle"

CONFINEMENT DE SOLS CONTAMINES EN CELLULE ETANCHE A VILLE DE LASALLE

Françoise Huppertz, Biologiste
LABEXPRESS INC.

1.0 INTRODUCTION

La prise de conscience environnementale qu'entraîna la mise en vigueur de la Loi sur la qualité de l'environnement orienta la recherche et le développement dans le domaine de restauration de sites contaminés. La faisabilité de solutions économiquement, techniquement, socialement réalisables et sécuritaires pour le milieu environnant fut évaluée. Une des mesures de mitigation efficace lors des projets de restauration de sites contaminés, le confinement in-situ, devait être expérimentée sous nos conditions climatiques.

Jusqu'en 1983, au Québec, le confinement in-situ de matières potentiellement contaminantes n'était qu'un sujet de recherche. Les firmes d'experts-conseils en environnement décidèrent de concentrer l'expertise de professionnels de diverses disciplines afin de développer cette nouvelle technologie: utilisation de géomembranes lors de projets de restauration de sites contaminés.

Parmi les firmes d'experts-conseils en environnement, André Marsan et Associés Inc. est la première à réaliser des projets d'application de barrières géotechniques de dimension importante, lors de projets de restauration de sites contaminés. Cet exposé expliquera brièvement les différents projets réalisés avec le type de barrières sélectionnées, le pourquoi d'un tel choix et la procédure d'installation. Le confinement temporaire in-situ sera plus explicité afin de vous présenter les diverses étapes d'un tel projet, sans oublier bien sûr le suivi environnemental.

2.0 PRESENTATION

Ayant oeuvré pendant neuf ans pour la firme André Marsan et Associés Inc., avant de former tout récemment les compagnies LABEXPRESS INC. et HBM ENVIRONNEMENT INC., j'ai eu le plaisir de participer soit à la coordination ou à la direction de projet de travaux de restauration de plusieurs sites contaminés. Chaque site présentait une problématique différente de par la nature des contaminants présents, la vocation future et la localisation du terrain. Etant donné la non-uniformité des problématiques, chaque dossier était traité comme un cas particulier. Afin de bien saisir la complexité des projets de décontamination, quatre projets sont présentés ci-après.

2.1 LaSalle Coke - 1983

En 1979, le démantèlement d'une ancienne cokerie, usine de LaSalle Coke, située à Ville de LaSalle, engendra le déversement accidentel de deux réservoirs, renfermant approximativement 13,5 millions de litres d'eau, d'huile et de goudron. Cet incident suscita des préoccupations majeures auprès du ministère de l'Environnement du Québec. Au cours des années 1982 et 1983, la compagnie Gaz Métropolitain, propriétaire du terrain, confia à la firme André Marsan et Associés Inc., le mandat d'effectuer une étude de caractérisation partielle de son terrain et de restaurer les sols contaminés par ce déversement survenu en 1979. Un volume approximatif de 60 000 m^3 de sols contaminés fut ainsi excavé, transporté et entreposé dans trois bassins étanches aménagés sur le terrain de LaSalle Coke.

2.2 LaSalle Coke - 1985

En 1985, un projet de développement commercial à proximité du terrain de l'ancienne usine de cokéfaction LaSalle Coke devait être réalisé. Le plan d'aménagement du centre d'achats indiqua qu'un

tronçon du boulevard des Trinitaires, à Ville de LaSalle, d'une longueur approximative de 500 m sur une largeur de 30 m serait aménagé à l'intérieur des limites du terrain jugé problématique. Les propriétaires du terrain confièrent une seconde étude de caractérisation partielle du terrain de LaSalle Coke, à l'emplacement du futur boulevard des Trinitaires. Cette étude démontra que les sols ainsi caractérisés étaient contaminés sur une profondeur variant de 2 m à 5 m. L'étude établit par contre que la contamination en place sur le terrain de LaSalle Coke ne s'est pas étendue aux terrains voisins.

Un volume approximatif de 48 000 m^3 de sols contaminés fut ainsi excavé, transporté et entreposé dans un bassin étanche aménagé au centre-ouest du terrain de LaSalle Coke. De plus, une barrière étanche fut mise en place afin d'empêcher toute migration éventuelle des contaminants entraînés par l'eau de la nappe phréatique, à partir du terrain de LaSalle Coke vers le terrain adjacent.

2.3 Sherwin Williams

Avant d'entreprendre des travaux de développement domiciliaire sur l'ancien site d'une usine de peinture, les propriétaires du terrain confièrent à André Marsan et Associés une étude de caractérisation et l'élaboration des travaux de restauration. Suite à une campagne d'échantillonnage détaillée de l'eau souterraine et du sol, un programme de restauration fut planifié afin d'éviter que les futurs résidents soient en contact avec les contaminants présents: pesticides, métaux, BPC. Des travaux d'excavation de 3 000 m^3 de sols contaminés furent entrepris à l'hiver 85-86; les sols furent entreposés sécuritairement et temporairement sur une section du terrain concerné.

2.4 Dépotoir LaSalle

Au cours de l'année 1985, la firme André Marsan et Associés Inc., à la demande du ministère de l'Environnement du Québec, a effectué la synthèse de l'étude de caractérisation physico-chimique du site du dépotoir LaSalle à Ville de LaSalle. Devant l'évidence d'une contamination d'une partie des sols et de l'eau souterraine à cet endroit, AMAI a élaborer un programme de restauration réalisé à l'été 1986. Les travaux d'excavation et d'entreposage de près de 130 000 m^3 de sols contaminés et le traitement, sur place, de l'eau souterraine, au coeur d'un quartier résidentiel, représente un précédent dans le domaine de l'environnement au Québec.

3.0 UTILISATION DE GEOMEMBRANES - ASPECT TECHNIQUE

Il existe sur le marché actuel autant de géomembranes différentes qu'il existe de fournisseurs. Cependant, quoique possédant des caractéristiques physiques de base semblable, il n'en demeure pas moins qu'une sélection judicieuse de la membrane pour un site choisi est essentielle pour assurer le succès des opérations. A cet effet, lors de la planification des travaux de décontamination du site LaSalle Coke, une méthode expérimentale portant sur la résistance des géomembranes aux contaminants fut élaborée. Des tests en laboratoire, au département de génie chimique de l'Université de Sherbrooke furent réalisés afin de sélectionner la membrane la plus adéquate, tant par sa résistance aux différences de température, son étanchéité, sa résistance aux pressions et résistance aux paramètres chimiques présents au site. Suite aux résultats obtenus, la membrane géotechnique répondant aux critères établis fut une membrane de polyéthylène haute densité résistante aux hydrocarbures et autres matières contenues dans le sol, ainsi qu'aux ultra-violets.

Même si les essais en laboratoire démontrèrent que cette membrane était la plus performante sur le marché actuellement, la mise en place de cette barrière étanche était toujours précédée chez le manufacturier de tests assurant la qualité de chaque rouleau avant sa livraison.

Des essais sur les caractéristiques physiques suivantes étaient ainsi réalisés:

- Effort de tension;
- Elongation;
- Coefficient de perméabilité;
- Poids;
- Epaisseur minimale.

De plus l'installation sur le site même, était accompagnée de tests d'étanchéité au niveau des joints ainsi qu'à différents endroits sélectionnés arbitrairement.

4.0 DESCRIPTION DU BASSIN D'ENTREPOSAGE

4.1 Principe du programme proposé

Le principe de base du confinement in situ et recouvrement consiste à entreposer sécuritairement un volume de sols contaminés. Le confinement de ce matériel à l'intérieur d'une cellule implique l'étanchéité et le scellement de celle-ci de manière à ce que l'eau ne puisse y entrer ou en sortir si ce n'est par pompage d'un puits central aménagé à même le bassin. Ainsi scellés, les déchets ne peuvent plus mettre en danger la santé publique et l'environnement.

4.1.1 Barrière étanche et drainage

Le bassin doit permettre de contenir les matériaux contaminés et les eaux d'égouttement sans risque de fuite éventuelle. Une fois excavé, le bassin reçoit un ensemble de trois couches imperméables superposées fournissant ainsi une protection étanche de 0,90 m d'épaisseur. Les trois couches imperméables sont disposées de la manière suivante:

1. A la base, une couche d'argile silteuse imperméable de 0,6 m d'épaisseur, compactée à 95% Proctor modifié;

2. Vient ensuite la membrane synthétique imperméable de 2 mm d'épaisseur (80 millièmes), fabriqué de polyéthylène haute densité. Ce matériau est chimiquement inerte et résiste ainsi très bien aux hydrocarbures polycycliques, phénols, solvants et aux autres matières contenus dans les sols et résidus contaminés caractérisés préalablement; et,

3. Enfin, la membrane synthétique est recouverte d'une couche de 0,3 m d'argile silteuse compactée à 90% Proctor modifié.

Un système de drainage raccordé à un puits situé au centre du bassin est installé immédiatement au-dessus des trois couches imperméables. Le puits central permet le pompage des eaux d'égouttement durant le remplissage du bassin et après la fermeture si nécessaire.

4.1.2 Traitement des résidus et des sols contaminés

Les résidus et les sols contaminés subiront un traitement de scarification avant leur entreposage définitif dans le bassin. La scarification d'un sol consiste à le labourer de façon à augmenter la surface de contact avec l'air. Cette opération permet, du même coup, de dégager les grosses pièces qui pourraient être enfouies dans le sol.

La scarification peut être considérée comme un traitement lorsqu'elle est adaptée à des sols contaminés par des hydrocarbures. Il existe de nombreuses références vérifiant l'utilisation du traitement de scarification et cela principalement au niveau des résidus huileux de raffinerie de pétrole. La scarification, en plus d'aider à la déshydratation du sol, favorise l'oxydation du sol par simple contact avec l'oxygène de l'air.

Alors que la biodégradation fait intervenir des conditions optimales d'agents nutritifs, d'humidité du sol et de concentration en matières organiques, l'oxydation préconisée ne requiert qu'un contact avec l'air sans autres conditions particulières. Il est possible que la scarification favorise au début le développement bactérien; cependant, l'assèchement ultérieur inhibe la propagation des enzymes responsables des catalyses d'oxydation et seule l'action directe de l'oxygène de l'air entre en jeu.

De façon générale, les hydrocarbures sont partiellement décomposables lorsqu'ils sont en présence d'oxygène. L'oxydation complète de 1 mg d'huile dans des conditions d'opération appropriées, nécessite de 3 à 4 mg de O_2 pour être totalement transformée en CO_2 et H_2O.

Dans le cas présent, où le principal effet recherché est l'assèchement du sol contaminé jusqu'à des faibles teneurs en eau résiduelle, une séquence d'opération de scarification de deux à trois fois est souhaitable. Pour cette valeur, un taux moyen de décomposition des hydrocarbures de 0,125 g/100 g de terre/semaine est retenu.

La scarification des sols contaminés est effectuée à l'aide d'un bélier mécanique équipé d'une herse de scarification. Une couche de sols d'environ 60 cm à 90 cm d'épaisseur est ainsi labourée, puis les matériaux secs et partiellement oxydés sont compactés dans le bassin.

4.1.3 Recouvrement final du bassin

Lorsque le remplissage du bassin avec les résidus et sols contaminés est terminé, le recouvrement final du bassin s'effectue dans l'ordre suivant:

1. Installation de drains enrobés de pierre nette et raccordés à un évent central pour évacuer les gaz de biodégradation;

2. Pose d'une couche de sable de 0,3 mètre d'épaisseur;

3. Pose d'une membrane synthétique de polyéthylène haute densité de 1,5 mm (60 millièmes) d'épaisseur, soudée sur le pourtour du bassin à la membrane de fond (cette membrane possède exactement les mêmes caractéristiques chimiques que la membrane de fond);

4. Pose d'une couche de sol tamisé de 0,3 m d'épaisseur;

5. Pose d'une couche de sol de remblai de 0,3 m d'épaisseur; et,

6. Ensemencement.

5.0 PROGRAMME DE SURVEILLANCE DU SITE D'ENTREPOSAGE

La recommandation d'un suivi environnemental des conditions d'un site contaminé, après les travaux de restauration, varie d'un site à l'autre. Le succès d'un programme de décontamination est confirmé

seulement lorsqu'un suivi l'atteste. Cette dernière étape inhérente à tout programme de restauration, peut impliquer diverses étapes.

Un suivi environnemental peut s'étendre sur plusieurs années et la fréquence de contrôle diminue en autant que les paramètres de contrôle indiquent un environnement adéquat face à l'utilisation du sol.

La planification d'un suivi environnemental en vue de contrôler la situation après que soient terminés les travaux de décontamination consiste principalement à:

. contrôle de la qualité de l'eau souterraine en aval et en amont du bassin d'entreposage de sols contaminés à l'aide d'aménagement de puits-témoins.

Suite à l'installation de ces puits, une liste de paramètres de contrôle significative est élaborée afin de représenter le plus parfaitement possible la situation. A cet effet, les composés chimiques analysés ayant obtenu une forte fréquence d'apparition lors de l'étude de caractérisation détaillée représentent les paramètres de contrôle du suivi environnemental.

Une fois les travaux de décontamination complétés et les puits-témoins installés, une première prise d'échantillons est effectuée pour chacun des puits, en vue d'établir les concentrations témoins qui serviront de donnée de départ au programme de surveillance.

L'échantillonnage systématique des puits se poursuit par la suite une fois par année, et un rapport sur les résultats obtenus est présentée au M.ENVI.Q.

M. MARC BOULÉ, ing.
LMB EXPERTS-CONSEILS INC.

M. JEAN-ROBERT LAROUCHE, ing.
TECHMAT (1983) INC.

"Imperméabilisation, post-construction d'étangs aérés
au moyen de bentonite"

IMPERMEABILISATION POST-CONSTRUCTION D'ETANGS AERES AU MOYEN DE BENTONITE

PRESENTE PAR

LE GROUPE LMB EXPERTS-CONSEILS INC.

ET TECHMAT (1983) INC.

MARS 1987

1.0 INTRODUCTION

L'aménagement de la station d'épuration des eaux usées sur le territoire de la municipalité de St-Prime a nécessité la construction de trois étangs aérés facultatifs à proximité du lac St-Jean. Le fond des étangs était constitué d'un dépôt de moraine intact, lequel était à l'origine surmonté d'une couche d'argile d'épaisseur variable. Quant aux digues, elles furent construites directement sur le dépôt de moraine intact. Certaines mesures particulières furent également mises en oeuvre pour assurer l'étanchéité de l'ensemble tel qu'il sera discuté plus loin.

Lors de la mise en eau des étangs, il fut constaté que des pertes excessives se produisaient; par conséquent une solution devait être trouvée pour ramener les exfiltrations sous un seuil acceptable selon les exigences du Ministère de l'Environnement du Québec. Parmi les solutions envisagées, l'utilisation de bentonite fut retenue comme solution. Les mesures subséquentes au traitement à la bentonite ont indiqué qu'une diminution importante des exfiltrations avait été obtenue par l'utilisation de cette technique.

2.0 CONCEPTION

Les études géotechniques effectuées au site avaient conclu que le dépôt de moraine in situ possédait un coefficient de perméabilité suffisamment faible pour limiter à des valeurs acceptables les exfiltrations. C'est pourquoi il fut décidé que le fond des étangs ne serait l'objet d'aucune mesure particulière pour en diminuer la perméabilité. D'autre part, en raison de la disponibilité de

différents matériaux de construction dans le secteur, il fut décidé que les digues seraient construites en moraine provenant des déblais, en sable provenant d'un banc d'emprunt voisin ou, en certains cas, d'une combinaison de ces deux types de matériaux. Afin d'assurer l'étanchéité des parois des digues, il fut décidé de recouvrir celles-ci d'une membrane d'argile compactée, membrane qui se poursuivait jusqu'à la rencontre du fond des étangs; à ce point de contact, une clé d'argile fut aménagée pour éviter de créer une zone d'écoulement préférentielle entre l'argile et la moraine. Le fond et la membrane d'argile furent recouverts d'une couche protectrice de sable et gravier. Finalement, un drain enrobé d'un géotextile fut installé sous la membrane d'argile afin de contrôler le niveau d'eau dans les digues; un niveau d'eau trop élevé dans celles-ci aurait en effet pu générer des problèmes d'instabilité advenant le cas d'une vidange rapide.

3.0 CONSTRUCTION DES ETANGS

Dans l'ensemble, la construction des étangs s'est déroulée de façon satisfaisante et aucun problème majeur quant à la mise en oeuvre des matériaux ne fut noté pendant la construction. Celle-ci s'est déroulée en deux étapes:

- la totalité des déblais de même que la moitié des remblais de digues furent réalisées à l'automne 1985;

- la continuation des remblais de digues, la mise en place de la clé d'étanchéité et de la membrane d'argile furent effectuées à

l'été 1986.

4.0 COMPORTEMENT DES OUVRAGES

Conformément aux directives émises par le Ministère de l'Environnement du Québec, des épreuves d'exfiltration furent tenues vers la fin des travaux de construction afin de vérifier l'étanchéité des étangs. Selon les exigences du MENVIQ dans le cas présent, les fuites devaient être inférieures à 20% du débit d'admission journalier. Or, pendant la première campagne de mesures d'étanchéité, les fuites mesurées variaient entre 50 et 55% du débit d'admission journalier établi théoriquement. Il était donc évident que des fuites se produisaient et qu'une méthode devait être trouvée pour réduire les exfiltrations.

5.0 ORIGINE DES FUITES

Dans un premier temps, la membrane d'argile de l'étang No 1 fut investiguée au moyen d'essais de perméabilité in situ de même qu'au moyen d'examens visuels effectués dans des puits d'exploration. Cette première étape d'investigation n'a pas permis de relever d'indices pouvant suggérer que des défauts significatifs pouvaient affecter la membrane d'argile.

Simultanément, des épreuves d'exfiltration additionnelles furent menées en tentant d'établir une relation entre la charge hydraulique dans l'étang et le débit d'eau mesuré à la sortie du drain souterrain. Lors de ces essais, il fut constaté que les débits d'eau mesurés à la sortie du drain périphérique de chacun des étangs

correspondaient à un débit légèrement inférieur à celui mesuré à partir de l'abaissement du plan d'eau. Or, puisque la charge hydraulique maximale utilisée lors de ces essais était de 1,80 m, et que des pertes proportionnelles se produisaient même si la charge hydraulique n'était que de quelques décimètres, il fut conclu que les exfiltrations se produisaient vraisemblablement à la partie inférieure des étangs.

Dans ces conditions, les exfiltrations ne pouvaient se produire que de deux façons:

- elles se produisaient au contact clé d'argile/moraine encaissante;

- elles se produisaient à travers la moraine constituant le fond des étangs à travers de possibles zones plus perméables.

6.0 RECHERCHE D'UNE SOLUTION TECHNIQUE

Après un examen détaillé de l'ensemble des données, il fut conclu qu'il n'était pratiquement pas possible d'établir au moyen de différents sondages quel était précisément le lieu des voies d'exfiltrations. En effet, il était possible qu'une série de sondages puisse permettre d'identifier une ou plusieurs zones plus perméables. Cependant, rien ne pouvait assurer que la majorité des canaux d'exfiltration ou encore que les plus importants auraient été localisés lors de tels travaux d'investigation. C'est pourquoi trois solutions ont été envisagées à ce moment pour régler le problème.

Ces trois solutions étaient les suivantes:

A) Mise en place d'un tapis d'argile sur une bande de 4 à 5 mètres de largeur en plan au point de jonction entre le tapis d'argile des parois et le fond des étangs;

B) Mise en place d'un tapis d'argile partout à la grandeur du fond des étangs;

C) Injection d'une façon ou d'une autre de bentonite qui éventuellement emprunterait les chemins d'exfiltrations pour les colmater.

La solution A) aurait permis de résoudre le problème si effectivement le problème était localisé au contact de la clé d'argile et de la moraine in situ; or, rien ne garantissait que le problème était précisément à ce niveau. Cette solution fut donc écartée. La solution B) aurait évidemment permis de réduire de façon directe les exfiltrations d'eau. Cependant, puisque toute la tuyauterie de même que les éléments d'aération étaient déjà en place d'une part, et que d'autre part l'envergure des travaux était relativement importante, il s'est avéré très tôt que la solution C) était nettement plus avantageuse d'un point de vue coût par rapport à la solution B). Il fut par conséquent décidé d'aller de l'avant avec la solution C), car en cas d'échec, la solution B) demeurait quand même toujours possible.

7.0 IMPERMEABILISATION A LA BENTONITE DE L'ETANG NO 1

7.1 Mise au point de la méthode

Le principe qui fut utilisé pour mettre au point la méthode d'imperméabilisation à la bentonite était que des particules de bentonite en suspension auraient tendance à suivre l'écoulement et ainsi arriver à colmater les zones "perméables" de la moraine. Pour atteindre cet objectif, il fallait cependant que la bentonite puisse traverser la couche de sable et gravier qui tapissait le fond et les parois des étangs. Pour vérifier si cela était possible, une série d'éprouvettes cylindriques furent préparées en laboratoire. Chacune de ces éprouvettes fut remplie partiellement d'un matériau semblable au coussin granulaire qui recouvre à la fois le fond et les parois des bassins. Le niveau d'eau fut ajusté dans cette colonne de façon à ce qu'il y ait des épaisseurs d'eau variables selon les essais. Puis, différentes quantités de bentonite furent déposées dans l'eau sous forme de poudre et une ouverture pratiquée à la base de la couche de gravier permit à l'écoulement de se produire. Il fut alors noté que très rapidement il se formait un gâteau à la surface du gravier et que l'écoulement était réduit de façon très substantielle. Cependant, si un tel traitement était appliqué sur les étangs, des infiltrations risquaient quand même de se produire advenant le cas où cette membrane "imperméable" se romprait pour différentes raisons (vagues, effets des aérateurs, ou autres).

Par conséquent, une nouvelle série d'essais fut effectuée mais

cette fois en aérant l'eau qui surnageait le gravier dans la colonne cylindrique au moyen d'un jet d'air. Il fut alors noté que lorsque le jet d'air était très près de la surface de gravier, la bentonite s'écoulait à travers l'ouverture inférieure sans être arrêtée à travers la couche de gravier. Cependant, lorsque l'extrémité du tuyau d'air était placée à quelques centimètres seulement au-dessus de la surface du gravier, une bonne partie des pores formant les premiers centimètres de la colonne de gravier finissait par se colmater. La diminution de débit ainsi obtenue était de l'ordre de 50%.

Il n'est pas facile de reproduire en laboratoire les conditions réelles qui prévaudraient advenant le cas où de la bentonite serait épandue dans l'eau d'un étang donné. En particulier, la vitesse d'écoulement de l'eau dans les zones "perméables" demeure une inconnue et également une donnée importante du problème. Par conséquent, même si les essais de laboratoire n'étaient pas concluants à tous égards, il fut quand même décidé d'aller de l'avant avec un traitement à la bentonite considérant le coût relativement faible de cette méthode. Intuitivement, les consultants impliqués dans ce dossier estimaient qu'un colmatage se produirait sûrement, même si l'ampleur de celui-ci ne pouvait être évaluée. Deux techniques différentes furent identifiées:

1- épandage uniforme d'une bentonite en poudre au-dessus d'un plan d'eau;

2- préparation et acheminement de solution concentrée de bentonite dans les eaux retenues d'un étang.

Puisqu'il était relativement plus facile de contrôler l'uniformité de l'épandage de la bentonite, il fut décidé d'appliquer la première technique à l'étang No 2.

7.2 Mise en oeuvre

Dans un premier temps, le niveau d'eau dans l'étang No 2 fut ajusté à environ 600 mm au-dessus du fond. Puis, les diffuseurs d'air furent recouverts d'un sac de plastique et la mise en place de la bentonite comme telle fut amorcée.

Un carrelage de toute la surface à amender fut d'abord effectué de façon à contrôler le taux d'application de la bentonite. Un total de 63 carreaux fut ainsi déterminé et 6 000 kg de bentonite furent mis en place. La bentonite fut mise en place au moyen d'un éjecteur à air poussé lequel épandait la bentonite à un taux d'environ 3 kg/m^2. Après enlèvement de la protection temporaire des diffuseurs, il y eut une période d'attente de 24 heures. Puis, le niveau de l'étang fut amené au niveau opérationnel en évitant d'agiter l'eau. L'étang No 2 fut alors isolé des deux autres étangs afin de pouvoir mesurer les pertes avec le niveau d'eau opérationnel. Après avoir effectué cette

mesure, le système d'aération fut mis en opération pendant environ une journée puis il fut interrompu pour effectuer une nouvelle mesure des pertes d'eau. L'opération (aération et mesure des débits) fut répétée jusqu'à ce que les résultats soient satisfaisants.

Les travaux de préparation et de carrelage furent effectués le 09 octobre 1986; les 10 et 11 octobre, la bentonite fut épandue et le remplissage de l'étang s'est effectué du 12 au 16 octobre 1986.

7.3 Résultats

Les résultats des mesures d'exfiltration sont présentés à la figure 1. Ces résultats peuvent être résumés comme suit:

1- après l'épandage de la bentonite et le remplissage de l'étang, les débits étaient de l'ordre de 275 m^3 par jour;

2- après que les aérateurs aient été en opération pendant une journée, les exfiltrations ont chuté à environ 190 m^3 par jour; graduellement, le débit a continué de diminuer et vers la fin d'octobre 1986 il s'établissait à environ 170 m^3 par jour;

3- à la fin d'octobre 1986, les aérateurs furent de nouveau mis en opération et ce pour une période d'environ 5 jours;

4- après l'arrêt des aérateurs, il fut constaté une très importante chute des exfiltrations lesquelles se sont par la suite stabilisées à environ 70 m^3 par jour;

5- puis les aérateurs furent mis en marche de façon permanente et une vérification faite au début de décembre 1986 indiquait que les débits demeuraient stables à environ 60 m^3 par jour.

8.0 IMPERMEABILISATION DES ETANGS NOS 1 ET 3

Au moment où furent connus les résultats de l'efficacité de la méthode décrite à l'article précédent, les conditions hivernales sévissaient au site. Pour différentes raisons pratiques, il n'était plus possible d'utiliser cette méthode dans le cas des étangs Nos 1 et 3; en particulier, il était difficile d'épandre la bentonite de façon convenable. Il fut donc décidé que pour ces deux étangs des solutions concentrées de bentonite seraient préparées puis injectées dans l'eau des bassins.

8.1 Mise en oeuvre

Chacun des étangs fut d'abord rempli d'eau jusqu'au niveau opérationnel puis isolé des deux autres. Le système d'aération fut mis en opération et le puits de pompage dans le poste de relèvement fut rempli d'eau propre jusqu'au radier du trop plein moins 100 mm. Puis, dix-sept sacs de bentonite à 40 kg l'unité furent placés dans l'eau puis mélangés jusqu'à obtention d'un fluide homogène. La solution ainsi préparée fut ensuite pompée

dans les étangs en prenant soin de s'assurer que les conduites et vannes requises étaient ouvertes ou fermées selon le cas. L'opération fut répétée jusqu'à ce qu'un total de 10 000 kg de bentonite, c'est-à-dire 5 kg/m^2 aient été appliqués pour chacun des étangs.

Le puits de pompage fut ensuite nettoyé et la mesure des pertes fut effectuée après avoir arrêté le système d'aération. Par la suite, des mesures additionnelles furent effectuées et dans chaque cas après avoir maintenu le système d'aération en opération pendant un minimum d'une journée.

L'ajustement des plans d'eau, la préparation du puits de pompage et la déviation des eaux usées furent effectués les 17, 18 et 19 novembre 1986. La préparation et l'acheminement des solutions dans l'étang No 3 furent effectués du 20 au 26 novembre 1986 alors que la même opération fut effectuée les 27 et 28 novembre 1986 pour l'étang No 1.

8.2 Résultats

La figure No 1 montre les résultats des mesures effectuées après la mise en place de la bentonite. Il est à noter qu'à l'été 1986, les débits d'exfiltration dans les étangs Nos 1 et 3 étaient respectivement de 268 et 246 m^3 par jour. Aucune mesure ne fut effectuée entre l'été 1986 et la fin novembre 1986, moment où fut mise en application la technique d'injection de solutions concentrées de bentonite. Pour le cas de l'étang

No 3, le débit mesuré le 27 novembre 1986 s'établissait à 140 m^3 par jour environ. Quelques jours après, le débit d'exfiltration était de l'ordre de 60 m^3 par jour; par la suite, le débit a continué de diminuer légèrement pour se stabiliser à environ 30 m^3 par jour. Dans le cas de l'étang No 1, la diminution du débit d'exfiltration a été plus graduelle et les débits de fuite stabilisés sont du même ordre de grandeur que le cas de l'étang No 3, c'est-à-dire une trentaine de mètres cubes par jour.

9.0 DIFFICULTES D'APPLICATION

Lors de la mise en oeuvre de la première technique, c'est-à-dire l'épandage de bentonite à la surface de l'eau, le principal problème rencontré a été de trouver une façon d'épandre la bentonite en limitant les pertes sur les parois. Au moins deux personnes étaient requises pour manipuler et supporter le boyau servant à éjecter la bentonite. De plus, il fut constaté que l'opération ne pouvait être effectuée en présence de vents importants puisqu'il y avait alors une perte significative de bentonite en poudre.

L'application de la deuxième technique s'est avérée plus difficile que la première. Le principal problème a été d'ajuster le taux d'addition de bentonite dans l'eau du puits de pompage et la vitesse et l'énergie de malaxage. Toutefois, une fois l'expérience d'un premier mélange acquise, l'opération était relativement aisée. Par ailleurs, pendant le déversement de bentonite en poudre dans l'eau du puits de pompage, une grande quantité de poussière de bentonite s'est répandue dans le bâtiment ce qui a nécessité un nettoyage

extraordinaire des pièces et des équipements. La présence de cette poussière a également affecté le fonctionnement du système de ventilation du bâtiment.

10.0 CONCLUSION

La solution mise en application pour diminuer la perméabilité des étangs de St-Prime a ceci de particulier qu'il s'agit d'une solution choisie intuitivement sur la base de tendances observées en laboratoire; la démarche a été intuitive dans la mesure où la démonstration définitive de l'efficacité de la technique n'a pu être faite en laboratoire.

Les mesures d'exfiltration pré et post-traitement ont indiqué que de toute évidence la technique de traitement à la bentonite utilisée donnait des résultats très satisfaisants. Cependant, l'effet à long terme du traitement devra continuer d'être l'objet d'un suivi; l'interprétation éventuelle des données recueillies devra aussi tenir compte de l'effet d'auto-scellement que produisent en général les eaux usées dans de tels étangs.

Selon l'expérience vécue, il ressort que la mise en application de la deuxième technique est plus avantageuse que la première. En effet, malgré les problèmes rencontrés au niveau du malaxage, problèmes qu'il est facile de régler en ajustant la procédure, les résultats obtenus pour le cas de l'étang No 3 ont été relativement immédiats. De plus, la mise en oeuvre de la deuxième technique s'est avérée plus rapide. Il est à noter que l'introduction de la solution de

bentonite concentrée alors que la charge hydraulique est maximale contribue sans doute à diminuer le temps de réaction.

Finalement, il nous apparaît important de signaler que les techniques mises en oeuvre pour résoudre le problème des étangs de St-Prime offrent des perspectives intéressantes tenant compte particulièrement du faible coût de leur mise en oeuvre. En effet, cette opération s'est réalisée au coût de $ 30 000.00 environ soit environ 25 à 30% de ce qu'il en aurait coûté pour mettre en place un tapis d'argile partout au fond des étangs, technique considérée comme traditionnelle.

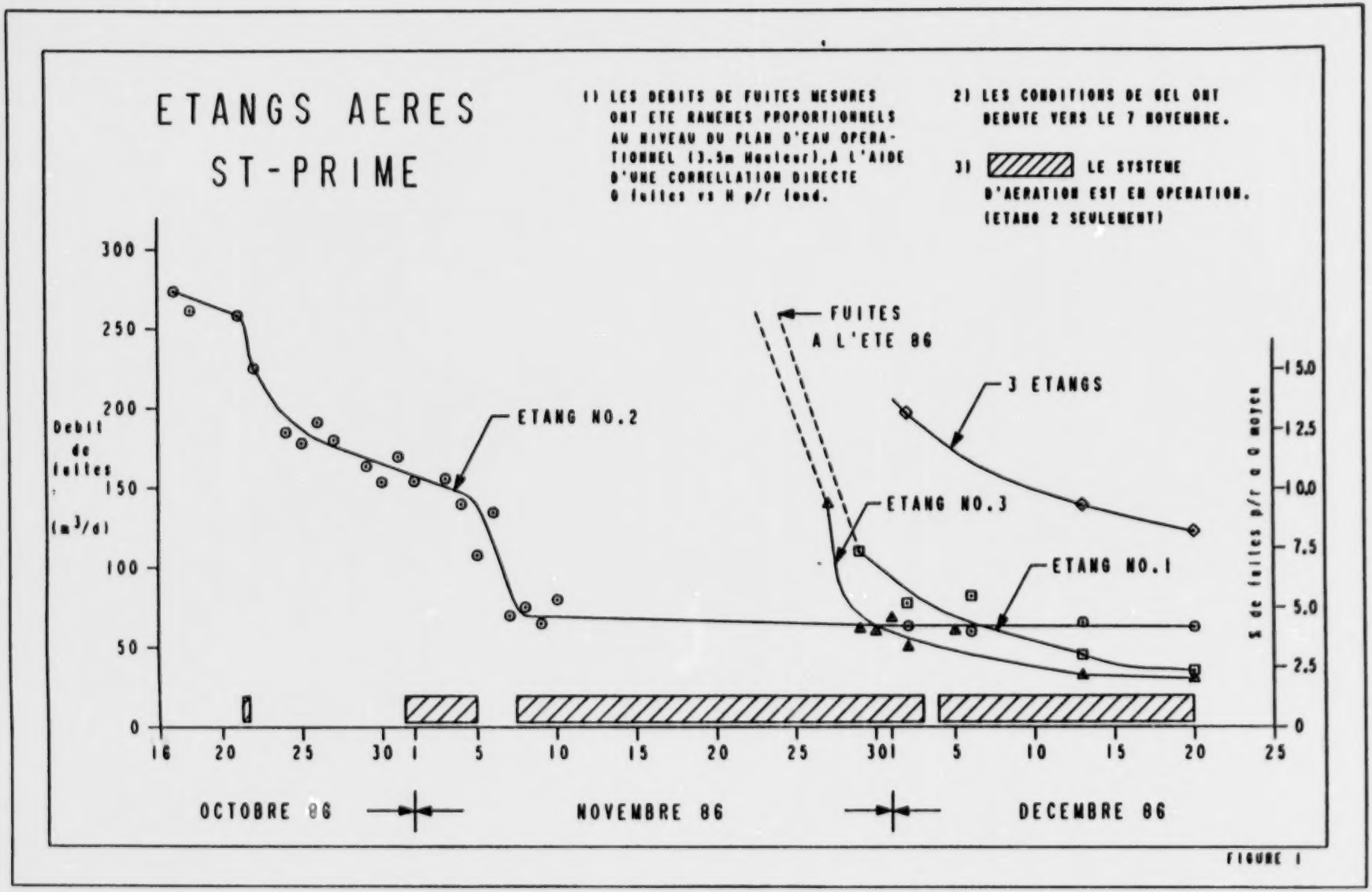

ETANGS AERES
ST-PRIME
1) LES DEBITS DE FUITES MESURES ONT ETE RAMENES PROPORTIONNELS AU NIVEAU DU PLAN D'EAU OPERATIONNEL (3.5m Hauteur), A L'AIDE D'UNE CORRELLATION DIRECTE Q fuites vs H p/r fond.
2) LES CONDITIONS DE GEL ONT DEBUTE VERS LE 7 NOVEMBRE.
3) LE SYSTEME D'AERATION EST EN OPERATION. (ETANG 2 SEULEMENT)
Debit de fuites (m3/d)
300
250
200
150
100
50
0
FUITES A L'ETE 86
3 ETANGS
ETANG NO.2
ETANG NO.3
ETANG NO.1
$ de fuites p/r a Q moyen
15.0
12.5
10.0
7.5
5.0
2.5
0
16 20 25 30 1 5 10 15 20 25 30 1 5 10 15 20 25
OCTOBRE 86
NOVEMBRE 86
DECEMBRE 86

FIGURE 1

M. MICHEL LESAGE, ing.
GESTION GROUPE INTERSAN

"Utilisation de membranes pour contrôler les eaux de lixiviation - L.E.S. Drummondville"

GESTION **GROUPE INTERSAN** LTÉE

ÉTUDE DE CAS

"UTILISATION DE MEMBRANES POUR CONTRÔLER LES EAUX DE LIXIVIATION" L.E.S. DRUMMONDVILLE

ALLOCUTION PRONONCÉE
PAR M.MICHEL LESAGE, ING.
AU SÉMINAIRE SUR LES
BARRIÈRRES GÉOLOGIQUES
POUR LE CONTRÔLE DE LA
CONTAMINATION DES EAUX AUX
SITES D'ENFOUISSEMENT

31 MARS 1987

2457 Chemin du Lac.Longueuil.Québec.J4N 1C1.(514)677-5261

INTRODUCTION:

LA VILLE DE DRUMMONDVILLE EST SITUÉE SUR LA RIVE DROITE DU FLEUVE ST-LAURENT À QUELQUE CENT KILOMÈTRES AU SUD-EST DE MONTRÉAL. AU COEUR D'UNE RÉGION AGRICOLE, CETTE VILLE ET SA BANLIEU JOUISSENT D'UNE ACTIVITÉ INDUSTRIELLE REMARQUABLE, SURTOUT DANS LE SECTEUR DE LA TRANSFORMATION. SOUS-CAPITALE RÉGIONALE, ELLE EST L'HÔTE DE NOMBREUX COMMERCES ET INSTITUTIONS. SA POPULATION EST STABLE MAIS VIEILLISSANTE.

LA NATURE DU SOL EST CARACTÉRISTIQUE DES DÉPÔTS MEUBLES DE LA MER DE CHAMPLAIN AVEC EFFLEUREMENTS ROCHEUX PAR ENDROIT. LA RIVIÈRE ST-FRANÇOIS QUI LA TRAVERSE DE SUD-EST EN NORD-OUEST A ÉTÉ HARNACHÉE AU DÉBUT DU SIÈCLE PAR LA CONSTRUCTION DE DEUX BARRAGES HYDROÉLECTRIQUES (HEMMING ET DRUMMONDVILLE) CRÉANT AINSI EN AMONT DEUX IMPORTANTS BASSINS D'EAU ARTIFICIELS.

CES TERRES AU RELIEF RELATIVEMENT PLANCHE SONT CARACTÉRISÉES PAR UN SOL SABLONNEUX À GRANULOMÉTRIE FINE AVEC LA PRÉSENCE DE SILT GRIS, SUR UN FOND D'ARGILE SILTEUSE ET DE SCHISTE ARGILEUX. LA NAPPE PHRÉATIQUE EST ÉLEVÉE ET LES PROBLÈMES RELIÉS À L'ÉROSION SONT NOMBREUX.

EN 1979, LE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT AVISAIT LA VILLE DE DRUMMONDVILLE DE FERMER DÉFINITIVEMENT LE DÉPOTOIR QU'ELLE OPÉRAIT À ST-NICÉPHORE, PETITE MUNICIPALITÉ DE BANLIEU SITUÉE À HUIT KILOMÈTRES AU SUD-EST DE LA VILLE.

À CET ENDROIT, LES DÉCHETS SOLIDES DE TOUTE PROVENANCE ÉTAIENT DÉPOSÉS SUR LE SOL ET BRÛLÉS. LES RÉSIDUS DE CENDRES ET D'IMBRÛLÉS ÉTAIENT NIVELÉS. AUCUN DRAINAGE

CONTROLÉ N'ÉTAIT APPORTÉ DE TELLE SORTE QUE LES ACCUMULATIONS D'EAU DE SURFACE ÉTAIENT HAUTEMENT POLLUÉES.

CE DÉPOTOIR EN ACTIVITÉ DEPUIS UNE TRENTAINE D'ANNÉES ÉTAIT DEVENU SOURCE DE NUISANCES POUR LE VOISINAGE. IL FALAIT TROUVER UNE SOLUTION À COURT TERME POUR RÈGLER LE PROBLÈME.

C'EST ALORS QU'UNE VINGTAINE DE MUNICIPALITÉS DÉCIDÈRENT DE S'UNIR POUR FORMER UNE RÉGIE INTERMUNICIPALE POUR LA GESTION DES DÉCHETS SOLIDES. CETTE RÉGIE AVAIT POUR MISSION DE TROUVER UN ENDROIT PROPICE À L'AMÉNAGEMENT D'UN SITE D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE, D'AMÉNAGER CE SITE ET DE VEILLER À SON OPÉRATION.

DE CONCERT AVEC LE MENVIQ, UN COMITÉ DE LA RÉGIE SE MIT À L'OEUVRE ET DE NOMBREUX SITES POTENTIELS FURENT INVENTORIÉS. DES ÉTUDES HYDROGÉOLOGIQUES FURENT RÉALISÉES SANS TOUTEFOIS ATTEINDRE DES RÉSULTATS SATISFAISANTS, LAISSANT TOUT LE MONDE SUR SON APÉTIT. LA RÉALISATION D'UN SITE ÉTAIT POSSIBLE MAIS SA CONSTRUCTION ALLAIT COÛTER CHER. CES ÉCHECS EURENT POUR EFFET DE DÉTOURNER LES RECHERCHES DE LA RÉGIE VERS LES MÉTHODES DE RÉCUPÉRATION DITES DE "HAUTE TECHNOLOGIE"

AINSI, DES MISSIONS EN EUROPE, AUX USA ET AU CANADA FURENT ENTREPRISES AFIN D'ÉTUDIER DES PROCÉDÉS POUVANT FAIRE L'OBJET D'UNE APPLICATION LOCALE. PENDANT CE TEMPS, UNE COMPAGNIE PRIVÉE S'ORGANISAIT ET COMPLÈTAIT LES DÉMARCHES EN VUE DE L'AMÉNAGEMENT D'UN SITE D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE SUR UN DES PREMIERS SITES INVENTORIÉS PAR LA RÉGIE; C'ÉTAIT EN 1981.

TROIS ANS PLUS TARD, SOIT EN 1984, LE MENVIQ ÉMETTAIT UN CERTIFICAT DE CONFORMITÉ POUR L'ÉTABLISSEMENT D'UN LIEU

D'ÉLIMINATION DE DÉCHETS SOLIDES APRÈS QUE LA C.P.T.A SE SOIT PRONONCÉE EN FAVEUR DU DÉZONAGE AGRICOLE. CE N'EST TOUTEFOIS QU'EN 1986 QUE LE PERMIS D'EXPLOITATION ÉTAIT ÉMIS, QUELQUES MOIS SEULEMENT APRÈS QUE LE GOUVERNEMENT EUT ORDONNÉ LA FERMETURE DU DÉPOTOIR MUNICIPAL DE DRUMMONDVILLE.

CARACTÉRISTIQUE DU SITE:

LE TERRAIN, D'UNE SUPERFICIE APPROXIMATIVE DE 152 HECTARES EST SITUÉ DANS LA MUNICIPALITÉ DE ST-NICÉPHORE ET EST CONSTITUÉE PAR LES LOTS 129-3, 129-4 ET 130-67 DU CADASTRE OFFICIEL DU RANG III DU CANTON DE WICKHAM.

L'ÉTUDE HYDROGÉOLOGIQUE MENÉE PAR LA COMPAGNIE FORATEK INTERNATIONAL DÉMONTRE QUE LE SITE EST LOCALISÉ DANS UNE SABLIÈRE ET QUE LE DRAINAGE S'EFFECTUE VERS L'EST EN DIRECTION DE LA RIVIÈRE ST-FRANÇOIS. LE SOL EST CARACTÉRISÉ PAR UN SABLE FIN ET UN SILT SABLONNEUX GRIS FONCÉ AVEC DE L'ARGILE SATURÉE. LA PERMÉABILITÉ MOYENNE EST DE L'ORDRE DE $8,1 \times 10^{-4}$ CM/SEC, AVEC UN MAXIMUM DE $3,7 \times 10^{-7}$ CM/SEC À 6 M. DE PROFONDEUR(MASSE VOLUMIQUE SÈCHE DE 1,75 MG/M^3 ET UNE TENEUR EN EAU DE 15.2%).

LA PREMIÈRE PHASE D'AMÉNAGEMENT CONSISTAIT À EXCAVER DES FOSSÉS DE DRAINAGE ET À CONSTRUIRE UNE ROUTE D'ACCÈS À LA PARTIE SUD-EST DE LA PROPRIÉTÉ (POINT BAS). PAR LA SUITE, DES CELLULES D'ENFOUISSEMENT DEVAIENT ÊTRE AMÉNAGÉES. LA CELLULE MAÎTRESSE RENFERME QUATRE PETITES CELLULES D'UNE SUPERFICIE APPROXIMATIVE DE 12,500 M^2 CHACUNE ET D'UNE PROFONDEUR MOYENNE DE NEUF (9) MÈTRES.

À LA DEMANDE DU MENVIQ, ET COMPTE TENU DE L'HÉTÉROGÉNÉITÉ DES MATÉRIAUX CONSTITUANT LES PAROIS, DE NOUVELLES ÉTUDES

HYDROGÉOLOGIQUES FURENT EFFECTUÉES POUR DÉTERMINER LA PERMÉABILITÉ DU SOL EN PLACE ET DES DIGUES DE PAROIS. LA COMPOSITION DES ÉCHANTILLONS VARIAIT DE SILT ARGILEUX À SITL ET SABLE ET LEUR PERMÉABILITÉ SE SITUAIT ENTRE 0,8 X 10^{-7} CM/SEC ET 1,2 X 10^{-5} CM/SEC.

LORS DE L'EXCAVATION, LA NAPPE PHRÉATIQUE A ÉTÉ RENCONTRÉE À ENVIRON TROIS (3) MÈTRES DE LA SURFACE SOIT À L'HORIZON DES MATÉRIAUX GRANULAIRES ET SILTEUX. COMPTE TENU DE CES FAITS, IL FUT RECOMMANDÉ PAR LE MENVIQ DE PROCÉDER À L'IMPERMÉABILISATION DES PAROIS AU MOYEN D'UNE MEMBRANE DE POLYÉTHYLÈNE, HAUTE DENSITÉ, LE FOND ÉTANT EN ARGILE NON REMANIÉ. UN SYSTÈME DE DRAINAGE PÉRIPHÉRIQUE SITUÉ À L'EXTÉRIEUR DE LA CELLULE POUR LE CONTRÔLE DES EAUX DE SURFACE ET UN SYSTÈME DE CAPTAGE DES EAUX DE LIXIVIATION INSTALLÉ AU FOND DE CELLE-CI COMPLÈTENT L'AMÉNAGEMENT.

LE TRAITEMENT DES EAUX DE LIXIVIATION S'EFFECTUE AU MOYEN DE DEUX (2) ÉTANGS AÉRÉS AMÉNAGÉS AU SUD-EST DE LA PREMIÈRE CELLULE. CES ÉTANGS DE 1500 M^2 CHACUN SONT IMPERMÉABILISÉS PAR DES MEMBRANES DE PVC.

UN RÉSEAU DE ONZE (11) PIÉZOMÈTRES DE TYPE CASAGRANDE INSTALLÉS TOUT AUTOUR DE LA CELLULE ET DES ÉTANGS ASSURENT LE CONTRÔLE DE L'IMPERMÉABILITÉ DU SYSTÈME ET DE SES ACCESSOIRES.

IMPERMÉABILISATION DE LA CELLULE:

L'OBJECTIF VISÉ PAR CE TRAVAIL EST D'EMPÊCHER LES EAUX DE LIXIVIATION DE CONTAMINER LA NAPPE PHRÉATIQUE EN CONTRÔLANT LES PARCOURS ET EN LES CAPTANT EN VUE DE LEUR TRAITEMENT. COMME LE SOL EST EXEMPT DE PIERRES OU DE BLOCS DE ROC,

L'UTILISATION D'UNE GÉOMEMBRANE H.D.P.E "SF" TYPE 400 NE PRÉSENTE AUCUN INCONVÉNIENT POUR L'INSTALLATION. LE PIED DE LA MEMBRANE ÉTANT ENCHASSÉ À AU MOINS 1 MÈTRE DANS L'ARGILE ET SOUS LE FOND DE L'HORIZON DE LA PREMIÈRE COUCHE D'ORDURE, NOUS OBTENONS AINSI UNE SÉCURITÉ QUANT AU POINT STRATÉGIQUE D 'ÉCHÉANCE DANS LE SOL. LA PENTE DU PLAN D'APPUI EST DE 1 DANS 1 (45 DEGRÉS) ASSURANT AINSI LA FACILITÉ DE POSE. LE HAUT DE LA MEMBRANE EST ANCRÉ DANS LE TALUS DU REMBLAIS L'EMPÊCHANT AINSI DE GLISSER ET DE LA RUPTURER.

UNE COUCHE DE SABLE DE 1 MÈTRE D'ÉPAISSEUR RECOUVRE LA MEMBRANE, L'EMPÊCHANT DE GONFLER AU VENT ET LA PROTÈGEANT DES RAYONS DU SOLEIL, DES APPAREILS DE COMPACTION DES DÉCHETS ETC...

LE CHOIX D'UNE MEMBRANE (H.D.P.E.) DE POLYÉTHYLÈNE DE 60 MILLIÈMES A ÉTÉ GUIDÉ PAR LES FAITS SUIVANTS:

- CETTE MEMBRANE NE PRÉSENTE AUCUNE MODIFICATION DE SES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET CHIMIQUES AU GEL MÊME À -60 DEGRÉS CELCIUS ET S'AVÈRE LE MATÉRIAU LE PLUS INERTE VIS-À-VIS LES AGENTS CHIMIQUES.

- LES SURFACES EN CONTACT AVEC LA MEMBRANE SONT CONSTITUÉES DE SABLE ET DE SILT ET PEUVENT ÊTRE NIVELÉES ET NE CRÉER AUCUN POINT DE PRESSION ENGENDRANT DES TENSIONS INDUES POUVANT LA RUPTURER.

LE POIDS DE LA MEMBRANE EST TOUTEFOIS IMPORTANT ET CRÉE CERTAINES COMPLICATIONS LORS DE L'INSTALLATION. DES PRÉCAUTIONS PARTICULIÈRES DOIVENT ÊTRE APPORTÉES LORS DE LA MANUTENTION DE CETTE MEMBRANE:

- LES SOUDURES PAR THERMOFUSION DOIVENT ÊTRE À DOUBLE JOINT

(4 SOUDURES) AFIN DE PERMETTRE UN CONTRÔLE DE L'ÉTANCHÉITÉ AU MOYEN D'AIR COMPRIMÉ.

- L'INSTALLATION SUR LE CHANTIER DOIT ÊTRE EFFECTUÉE PAR UNE MAIN D'OEUVRE QUALIFIÉE.

- L'ÉTANCHÉITÉ DES PERCEMENTS (PAR TUYAUX DE DRAINAGE OU AUTRES ACCESSOIRES) DOIT ÊTRE ASSURÉE AU MOYEN D'UNE SOUDURE DOUBLÉE D'UN COLLIER EN ACIER INOXYDABLE.

- LA MEMBRANE DOIT ÊTRE INSTALLÉE SUR UNE PENTE UNIFORME, BIEN NETTOYÉE ET NE COMPORTANT PAS DE PIERRE OU AUTRE OBJET POUVANT LA PERFORER.

- TOUTE SOUDURE AU CHANTIER DOIT ÊTRE EXÉCUTÉE DANS LE SENS DE LA PENTE.

- UN MÈTRE OU PLUS DE MATÉRIAUX GRANULAIRES DOIT ÊTRE DÉVERSÉE SUR LA MEMBRANE AFIN DE LA PROTÈGER CONTRE LES IMPACTS.

- AUCUN VÉHICULE DE COMPACTION NE DOIT CIRCULER AU-DESSUS DE LA MEMBRANE NON PROTEGÉE.

IMPERMÉABILISATION DES ÉTANGS:

LES MATÉRIAUX EN PLACE À L'ENDROIT PRÉVU POUR LA CONSTRUCTION DES ÉTANGS PRÉSENTAIENT UNE PERMÉABILITÉ ACCEPTABLE. CEPENDANT, À CAUSE DES CARACTÉRISTIQUES DES EAUX DE LIXIVIATION QUI CONTIENNENT UNE CHARGE ÉLEVÉE DE POLLUTION, IL S'AVERAIT NÉCESSAIRE DE CONTRÔLER TRÈS SÉVÈREMENT CES EAUX PAR L'UTILISATION D'UNE MEMBRANE EN PVC LAMINÉ DE

0,75 MM D'ÉPAISSEUR SUR TOUTE LA SURFACE DES ÉTANGS.

QUOIQUE MOINS RÉSISTANTE AUX PERFORATIONS QUE LA MEMBRANE H.D.P.E., CE MATÉRIAU OFFRE UNE BONNE GARANTIE D'IMPERMÉABILITÉ. LES EXIGENCES DÉPOSÉES SONT LES MÊMES QUE POUR LA MEMBRANE DES CELLULES. LA PENTE DES TALUS EST DE 3 DANS 1.

AVANTAGES:

- BIEN INSTALLÉE, UNE MEMBRANE EST COMPLÈTEMENT ÉTANCHE.
- NON BIO-DÉGRADABLE ELLE ASSURE UNE LONGÉVITÉ INDISCUTABLE.
- ELLE S'INSTALLE RAPIDEMENT SANS ÉQUIPEMENT SPÉCIALISÉ.
- ELLE RÉSISTE AUX PRODUITS CHIMIQUES ET AUX EFFORTS PHYSIQUES NORMAUX.

INCONVÉNIENTS:

ELLE EST:

- VULNÉRABLE AUX APPAREILS DE COMPACTION DES DÉCHETS.
- GLISSANTE POUR LE MATÉRIAU GRANULAIRE DE PROTECTION.
- PREND DE L'ESPACE AVEC SA PENTE MAXIMALE DE 1 DANS 1.
- RÉALISABLE EN SAISON CHAUDE SEULEMENT.

RECOMMANDATIONS:

AVANT DE PROCÈDER AU CHOIX D'UNE GÉOMEMBRANE POUR L'ÉTANCHÉISATION D'UN SITE D'ENFOUISSEMENT, IL EST CONSEILLÉ D'ANALYSER LES COÛTS DE REVIENT DE TOUTES LES ALTERNATIVES POSSIBLES.

DE PLUS, EN PRÉSENCE D'UNE NAPPE PHRÉATIQUE HAUTE, IL EST À SURVEILLER L'INFILTRATION POSSIBLE D'EAU PAR L'EXTÉRIEUR DE LA MEMBRANE LORSQUE LE FOND DE LA CELLULE N'EST PAS CONSTITUÉ D'UNE MEMBRANE DE MÊME TYPE.

DR. ROBERT CHAPUIS
ÉCOLE POLYTECHNIQUE, UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

"Piézomètres hydrauliques et risques d'erreur associés"

PIÉZOMÈTRES HYDRAULIQUES ET RISQUES D'ERREUR ASSOCIÉS

communication présentée par

Robert P. Chapuis[1]

au

Séminaire sur les barrières géologiques pour le contrôle de la contamination des eaux aux sites d'enfouissement
Montréal, 31 mars 1987

RÉSUMÉ: Le rôle et le fonctionnement des piézomètres hydrauliques (ou puits d'observation) est rappelé. On insiste sur l'importance du scellement hydraulique pour éviter de produire, entre les aquifères, des communications verticales qui provoquent des erreurs de niveau piézométrique, ainsi qu'une migration préférentielle des contaminants par écoulement privilégié le long du tuyau piézométrique, d'où des évaluations erronées du niveau de contamination des aquifères à protéger. Afin de vérifier si le scellement est adéquat, une méthode de vérification est disponible: il s'agit d'effectuer un essai de perméabilité à niveau variable dans le piézomètre, et de l'interpréter non pas par la méthode usuelle du logarithme de la colonne d'eau en fonction du temps, mais par la méthode plus fondamentale de la vitesse de l'eau en fonction de la différence de charge hydraulique appliquée. Les deux présentations sont mathématiquement équivalentes. Cependant, si le piézomètre est mal scellé et ne fournit qu'un niveau d'eau, pas un niveau piézométrique, cette erreur sera dissimulée dans le graphique usuel du logarithme, alors qu'elle sera facilement détectée sur le graphique de vitesse proposé. La méthode est illustrée par des exemples typiques et leurs interprétations. D'après l'expérience, il est recommandé de sceller entièrement le trou (sous la zone filtre et autour du tuyau piézométrique sur toute sa longueur), et de ne pas se contenter de scellements de longueur limitée au dessus de la poche filtrante et à la surface du terrain. Il existe cependant des piézomètres qui, même s'ils sont scellés comme indiqué précédemment, donnent des niveaux d'eau qui ne sont pas des niveaux piézométriques. L'erreur est due à des circulations préférentielles d'eau souterraine le long du scellement, dans les sols naturels dont la partie fine a été délavée par les opérations de forage. Certaines techniques de forage sont particulièrement dommageables et il est recommandé de les éviter quand on installe des piézomètres. D'autres erreurs fréquemment rencontrées, soit de type hydraulique, soit de type chimique, sont mentionnées, et des recommandations sont fournies pour améliorer la fiabilité de nos connaissances sur les écoulements souterrains et sur les niveaux de contamination.

---

[1] Ecole Polytechnique de Montréal, Département Génie minéral, C.P. 6079, Sta. A, Montréal, Qué., Canada, H3C 3A7

HYDRAULIC PIEZOMETERS AND ASSOCIATED RISKS OF ERRORS

ABSTRACT: The function and the way hydraulic piezometers (or monitoring wells) work are reminded. It is emphasized that these piezometers must be hydraulically isolated to avoid vertical communications between aquifers, leading to errors in piezometric levels and also to preferential seepage of contaminants along the pipe, thus inducing erroneous evaluation of the contamination degree of the aquifers to be protected. A method is available to check whether piezometers have been adequately sealed or not into the ground. It makes use of a variable-head permeability test performed in the piezometer. The test is not interpreted by the common method of the logarithm of the total head difference versus elapsed time, but by the more fundamental method of the water velocity versus the total head difference. Both methods are mathematically equivalent. However, if the piezometer is incorrectly sealed and gives only a water level, not a piezometric level, this error will be hidden in the common logaritmic graph whereas it will be easily detected and measured in the proposed graph. The method is illustrated by typical velocity graphs and their interpretations. According to experience, it is recommended to seal the hole everywhere (under the filter zone and around the piezometer pipe along its full length) and, not to be satisfied with partial seals located above the gravel pack and at the ground surface. And yet there are piezometers that although sealed as requested above, do give water levels that are not piezometric levels. This error is due to preferential seepage along the seals in the natural soils, the fines of which have been washed out by drilling operations. Certain drilling methods are especially damageable and it is recommended to avoid them for installing piezometers. Other frequently encountered errors, either hydraulic or chemical errors, are mentionned and, recommendations follow to improve the reliability of our knowledge of both ground water movements and contamination degrees.

INTRODUCTION

Tout problème de pollution des eaux souterraines implique une étude hydrogéologique avec reconnaissance stratigraphique et installation de piézomètres hydrauliques pour mesurer les charges hydrauliques et connaître le mode naturel d'écoulement des eaux souterraines. Par la suite, les piézomètres sont utilisés pour échantillonner les eaux souterraines et délimiter les zones de contamination.

Dans certains cas, on ne parle pas de piézomètres hydrauliques mais de puits d'observation ou d'échantillonnage, ou de tuyaux d'observation: certains réservent le nom de puits pour un appareil de gros diamètre et d'autres réservent le nom de puits ou de tuyau d'observation pour un aquifère à nappe libre, celui de piézomètre pour un aquifère à nappe captive.

Toutes ces expressions ne sont pas interchangeables.

Afin de clarifier l'usage de ces termes, les expressions "tuyau ou puits d'observation" doivent être réservées à un simple tube crépiné dans sa partie inférieure (ou parfois sur toute sa longueur) et placé dans un trou de forage, l'espace annulaire étant laissé libre ou étant remblayé avec n'importe quel matériau, habituellement un sable propre.

Les expressions "piézomètre" et "puits d'échantillonnage" doivent être réservées à un tuyau crépiné sur une longueur limitée, installé dans un trou de forage, l'espace annulaire étant remblayé avec un matériau filtre vis-à-vis de la crépine et avec un matériau d'étanchéité partout ailleurs.

Le présent article traite des piézomètres hydrauliques (ou puits d'échantillonnage) et des diverses erreurs qui leur sont associées. Ces erreurs sont de type hydraulique ou chimique:

Erreurs hydrauliques:

1. Un piézomètre peut donner un niveau d'eau qui n'est pas un niveau piézométrique lorsqu'il existe des court-circuits hydrauliques entre les aquifères, c'est-à-dire des circulations d'eau privilégiées autour du tuyau piézométrique qui n'est pas correctement scellé dans le sol adjacent. Cette erreur est très fréquente.
2. Cette erreur piézométrique se répercute au niveau des charges hydrauliques, des gradients hydrauliques, et parfois même des directions d'écoulement.
3. Cette erreur affecte aussi la valeur de la conductivité hydraulique calculée d'après les résultats des essais de pompage ou des essais de perméabilité en place. Elle se répercute donc sur le calcul des vitesses de l'écoulement souterrain.
4. Il existe d'autres erreurs liées à l'interprétation des relevés ou des résultats des essais d'eau dans ces piézomètres.

Erreurs chimiques:

1. Le défaut de scellement indiqué ci-dessus implique que les contaminants migrent plus facilement que dans les conditions naturelles. En outre, comme ce cheminement privilégié se situe autour de l'appareil qui sert à échantillonner l'eau, les analyses chimi-

ques de l'eau seront celles d'une zone beaucoup plus contaminée qu'en moyenne, d'où une appréciation erronée des taux moyens de contamination des aquifères à protéger.

2. Les autres erreurs sont liées soit à une contamination directe par les outils de forage, soit à une méthode d'échantillonnage inadéquate, soit à des réactions chimiques de l'eau souterraine avec les matériaux du piézomètre, du scellement hydraulique, ou de l'appareil d'échantillonnage.

L'article décrit en détail la méthode de détection de l'erreur piézométrique ainsi que ses origines: c'est, à notre avis, l'erreur majeure à cause de ses conséquences. Les autres erreurs hydrauliques et chimiques sont décrites plus brièvement. Diverses recommandations sont formulées pour les éviter et améliorer la qualité des études hydrogéologiques.

RÔLE ET IMPORTANCE DES PIÉZOMÈTRES

Les rôles des piézomètres: on doit distinguer leurs deux rôles, mesures hydrauliques et chimiques des eaux souterraines. Le rôle traditionnel est hydraulique: mesure directe de la charge hydraulique (Fig.1), ou mesure de la pression d'eau interstitielle par un capteur, qui permet de calculer la charge au point de mesure de cette pression. La détermination des charges hydrauliques en divers points, et celle de la stratigraphie du site, permettent de reconstituer le mode d'écoulement des eaux souterraines.

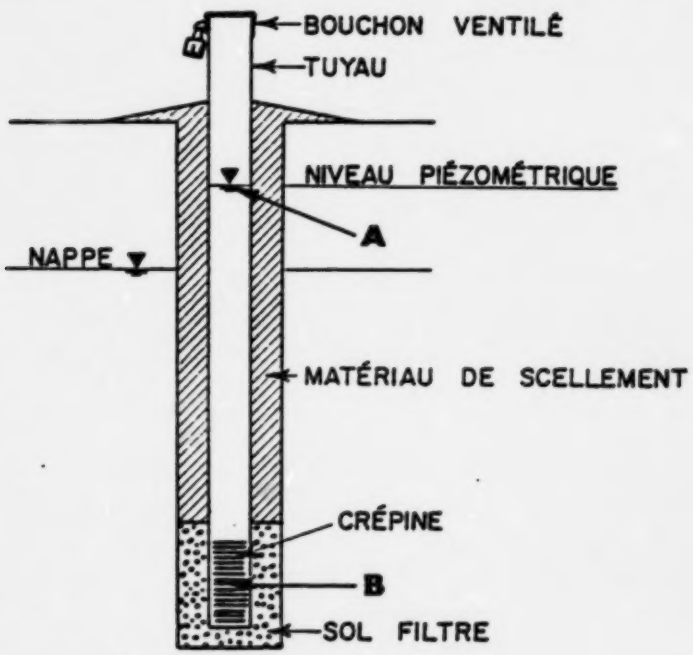


FIGURE 1: Principe du piézomètre hydraulique

Les connaissances théoriques et pratiques sur les piézomètres, dans leur rôle hydraulique traditionnel, ont été développées essentiellement en relation avec les projets de digues et barrages, ainsi qu'avec les travaux d'excavation et de drainage. Le rôle "chimie des eaux souterraines" des piézomètres s'est accru au cours des dix dernières années, à cause des problèmes de pollution. En 1987, ce rôle "chimique" est souvent perçu comme le plus important. Il ne faut cependant pas oublier que la qualité des analyses chimiques sur l'eau prélevée dans un piézomètre dépend d'une part des appareils et de la méthode d'échantillonnage et d'autre part de la qualité hydraulique du piézomètre.

L'importance des piézomètres: le nombre de piézomètres installés aux U.S.A. pour la surveillance des sites pollués a été estimé à plus de cent mille en 1985, et à plus de deux cent mille en 1986 (Lehr, 1986). Très peu de ces piézomètres, environ 5%, sont installés par les puisatiers ou compagnies traditionnelles de captage des eaux souterraines. Ce marché qui leur échappe aux U.S.A. donne lieu à des échanges virulents entre ces compagnies et les compagnies de forages géotechniques. Par exemple, Jay H. Lehr écrivait dans son éditorial du Water Well Journal (septembre 1986): "The percentage of active drillers doing monitoring work is actually closer to 5 percent. The void left by the water well industry, which too often has seen itself as unwilling or incapable of doing monitoring work, is being filled by soil boring contractors whose previous experience has been, primarily, sampling soils and rock for building foundations and earth work. There is little doubt in my mind that, technically, these people are less qualified to be doing the work in the field that was intended for water well drillers. They are not as capable at working below the water table, installing screens, developing wells, or grouting and sealing casing. They merely drill holes for the primary purpose of testing or sampling soil or coring rock".

Considérons maintenant la répartition approximative des coûts (Fig.2) dans un projet de surveillance de site d'enfouissement où l'on prévoit effectuer tous les trois mois, pendant cinq ans, l'analyse chimique de quelques éléments seulement des eaux souterraines.

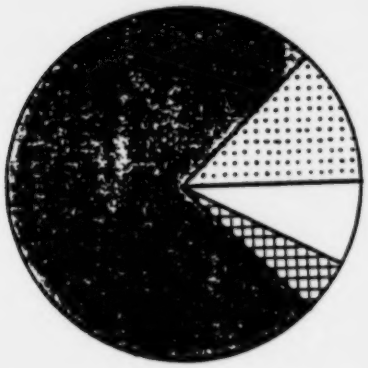


FIGURE 2: Répartition approximative des coûts d'un projet de surveillance de site pollué sur cinq ans

On se rend compte de l'importance du coût des analyses chimiques. Or, leur qualité dépend de la qualité de l'échantillonnage, qui peut être réalisé soit par un appareil portatif déplacé d'un piézomètre à l'autre, soit par des appareils dédiés faisant partie intégrante des installations piézométriques. À son tour, la qualité de l'échantillonnage dépend de la qualité d'installation du piézomètre. Cela illustre que les analyses chimiques et toutes leurs interprétations statistiques, effectuées selon des normes très strictes par du personnel très qualifié, sont extrêmement fragiles car elles sont situées, en terme de qualité, à la fin d'une suite d'opérations où il n'y a pratiquement pas de normes de qualité.

Le présent article a pour objectif de fournir des moyens d'éviter les erreurs piézométriques, à l'origine de nombreuses autres erreurs, et ainsi améliorer la qualité de l'ensemble des mesures, tant hydrauliques que chimiques, effectuées à partir des piézomètres.

IMPORTANCE DU SCELLEMENT HYDRAULIQUE DES PIÉZOMÈTRES

Le scellement hydraulique est très important: il évite que se produisent des communications verticales inter-aquifères qui amènent des erreurs de niveau piézométrique, ainsi qu'une migration préférentielle des contaminants par un écoulement privilégié le long du tuyau, d'où des évaluations erronées du niveau de contamination des aquifères à protéger.

Une situation fréquente (Fig.3) est celle de deux aquifères séparés par un aquitard, les aquifères étant caractérisés par des charges hydrauliques différentes. Si le trou de forage autour du tuyau du piézomètre n'est pas scellé en face de l'aquitard, le niveau d'eau fourni par le piézomètre sera un niveau moyen, fonction des charges hydrauliques des deux aquifères et de la facilité de communication hydraulique autour du tuyau.

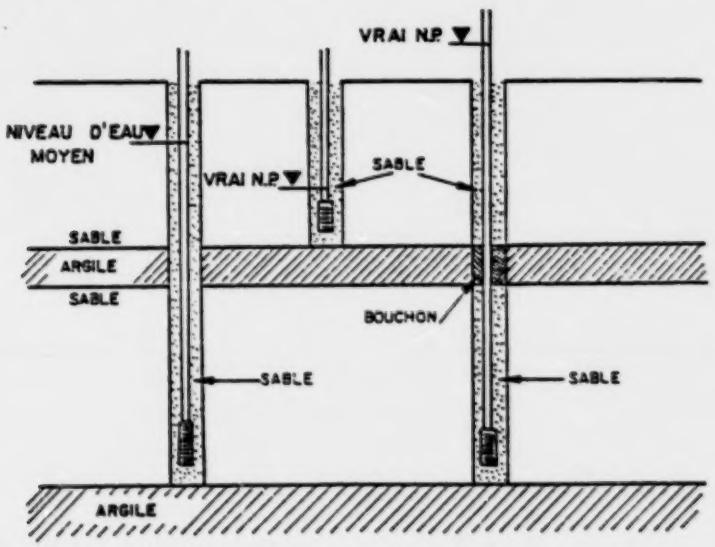


FIGURE 3: L'absence de scellement et ses conséquences (cas théorique)

Dans une telle situation, il faut installer au moins deux piézomètres pour connaitre les conditions hydrauliques souterraines. Mais il s'agit là d'un cas théorique où l'on suppose parfaitement connues la stratigraphie et les conditions hydrauliques. Dans la réalité, ces conditions demeurent plus ou moins connues tant que les piézomètres n'ont pas été installés. Par conséquent, si l'on veut éviter des mesures inexactes, voire aberrantes, on doit sceller le trou sur toute sa longueur sauf en face de la crépine (Fig.4), comme recommandé par Freeze et Cherry (1979). En effet, même si l'on dispose d'une stratigraphie détaillée, la mise en place de petits bouchons (0.5 à 1.0 m en général) localisés peut conduire à des lectures erronées: n'importe quelle petite couche nettement plus perméable ou imperméable que la masse de sol adjacente, et qui n'aura pas été scellée, modifiera l'écoulement naturel des eaux souterraines et il en résultera une erreur sur le niveau d'eau mesuré. La nécessité d'un scellement hydraulique complet peut être facilement illustrée par l'analogie électrique en courant continu:

a) le piézomètre hydraulique est équivalent à un fil électrique relié à un voltmètre; le voltage de référence est équivalent aux deux références de la charge hydraulique, soit le repère d'élévation et la pression atmosphérique;
b) un électricien qui veut mesurer des voltages dans une installation électrique dispose de plans beaucoup plus précis que les coupes stratigraphiques que les géotechniciens sont capables d'obtenir;
c) un géotechnicien qui utilise des piézomètres non scellés est équivalent à un électricien qui utiliserait des fils partiellement dénudés pour mesurer un voltage et qui ne mesurerait que le résultat de ses court-circuits.

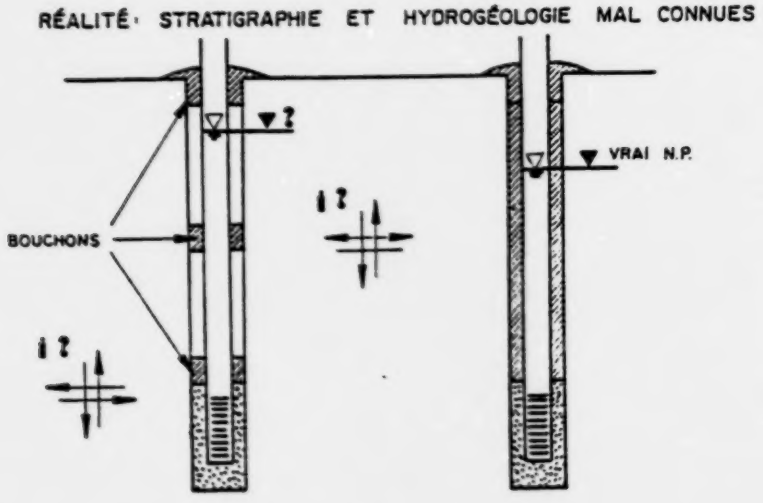


FIGURE 4: Le cas réel et la nécessité du scellement total

COMMENT VÉRIFIER SI LE NIVEAU D'EAU EST UN NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE

Les erreurs de niveau piézométrique sont fréquentes. Leurs incidences sont importantes tant sur les paramètres de l'écoulement souterrain que sur ceux du degré de contamination. Il est donc essentiel de disposer d'une méthode de vérification pour savoir si le niveau d'eau mesuré dans le tuyau est un niveau piézométrique ou non. Nous examinons ci-après les méthodes conventionnelles de vérification et leurs limitations, puis nous proposons une méthode théoriquement et expérimentalement justifiée.

Les méthodes conventionnelles et leurs limitations:

La pratique courante est de vérifier périodiquement le bon fonctionnement des piézomètres après leur installation. Deux types d'essais sont effectués. Le plus simple, qui est décrit dans la plupart des manuels, consiste à injecter ou pomper de l'eau dans le tuyau: si le niveau d'eau revient à sa position initiale après un certain délai, on suppose que la lecture est représentative. Le second essai inclut la détermination de la conductivité hydraulique du sol au voisinage de la crépine: on modifie rapidement le niveau d'eau dans le tuyau, par pompage ou addition d'un certain volume d'eau, puis on enregistre la variation du niveau d'eau en fonction du temps écoulé.

Dans les deux cas, on suppose que le niveau d'eau observé est un niveau piézométrique s'il revient à sa position initiale.

Il va être montré plus loin que ce niveau n'est pas toujours piézométrique, et que la seule chose vérifiée par les deux essais précédents, est que le piézomètre n'est pas obstrué.

Théorie des essais de perméabilité à niveau variable:

La théorie de ces essais est bien établie (Lefranc, 1936, 1937; Mandel, 1939: Taylor, 1948; Luthin et Don Kirkham, 1949; Horvslev, 1951; Boersma, 1965; Navfac DM7, 1974; Bureau of Reclamation, 1977) pour une grande variété de géométries de la zone d'injection, y compris pour des cas de perméabilité anisotrope (aléotropie d'axe vertical).

La formule de base est analogue à la loi de Darcy: elle relie le débit écoulé Q à la conductivité hydraulique k du sol, à la différence de charge hydraulique appliquée H et à un coefficient c de forme de la cavité d'injection:

$$[1] \qquad Q = k \cdot c \cdot H$$

Dans le cas d'un essai à H variable, l'équation (1) paraît peu pratique, et on utilise généralement (2):

$$[2] \qquad \ln (H_1/H_2) = - k \cdot C \cdot (t_1 - t_2)$$

où H_i est la valeur de H au temps t_i et C est une autre constante de

forme de la cavité.

En fait, l'équation [2] résulte simplement de l'intégration de [1] où le débit injecté Q est égal au produit de la section intérieure S du tuyau d'injection par la vitesse de descente de l'eau dH/dt:

[3] $Q = - S \cdot dH/dt$

En combinant [1] et [3], on obtient:

[4] $dH/dt = - k \cdot c \cdot H / S$ soit:

[5] $dH/H = -(k \cdot c/S).dt$

qui donne [2] par intégration avec $C = c/S$.

Dans le cas d'une injection d'eau dans un piézomètre, la lanterne a un diamètre D et une longueur L. Le coefficient c est estimé par:

[6] $c = 2\pi L / \ln(2L/D)$
pour $L/D \geq 4$, et

[7] $c = 2\pi D \cdot \sqrt{(L/D+1/4)}$
pour $L/D \leq 8$.

Les expressions mathématiques des divers coefficients de forme des zones d'injection ont été obtenues soit analytiquement dans certains cas (Mandel, 1939), soit par analogies électriques dans d'autres cas (Taylor, 1948; Schneebeli, 1966). Elles sont fournies pour diverses géométries par Horvslev (1951).

La résolution théorique du problème par l'Eq.1 a nécessité de nombreuses hypothèses difficiles à respecter en pratique, et dont Chapuis et al (1986) ont dressé une liste.

Problèmes pratiques des essais de perméabilité à niveau variable:

Même si la théorie des essais ponctuels de perméabilité est bien établie, les géotechniciens n'ont qu'une confiance limitée en ces essais (Canadian Foundation Engineering Manual, 1985) à cause de problèmes d'exécution et d'interprétation (Rat et al, 1970; Rat et Laviron, 1974; Milligan, 1968). Certains des problèmes sont dûs à des conditions de sol ou de géométrie non conformes aux hypothèses, et d'autres aux conditions d'exécution des essais (Horvslev, 1951; Brillant, 1966; Gibson, 1966; Weber, 1968; Bjerrum et al, 1972). On cite en particulier:

- les variations locales de perméabilité;
- les fuites par les joints ou le long du tubage;
- la présence de couches imperméables près de la zone d'essai;
- la fracturation hydraulique du sol;
- le remaniement du sol lors des opérations de forage;
- le colmatage par sédimentation;
- les remontées de sol dans le tubage;
- le retard dans le temps de réponse des piézomètres installés dans un sol peu perméable quand la charge hydraulique varie rapidement.

En pratique, il est possible d'éviter la plupart de ces problèmes par un contrôle très strict des opérations de forage et en appliquant une colonne d'eau inférieure à celle qui produit la fracturation hydraulique. C'est l'approche adoptée par le Bureau de Normalisation du Québec pour ses deux normes (2501-135 et 2501-230) relatives aux essais de perméabilité effectués dans un forage tubé.

Les essais de perméabilité dans les piézomètres sont très semblables à ceux effectués dans les forages. Il semble difficile d'interpréter les résultats de ces essais (Rat et al., 1970) qui donnent fréquemment une courbe alors qu'ils sont censés donner une ligne droite selon l'Eq.2. La théorie de ces essais a été examinée par Chapuis et al (1981) qui ont détecté une cause d'erreur systématique passée inaperçue auparavant et reliée à l'estimation erronée du niveau piézométrique. Une méthode a été proposée pour détecter et éliminer cette erreur dans le cas des essais effectués dans un forage (Chapuis et al., 1981) et la même méthode s'applique aux essais effectués dans un piézomètre (Chapuis, 1986). Cette méthode, qui est incluse dans les normes BNQ 2501-135 et 2501-230, est rappelée ci-après.

La méthode proposée: justification théorique

Les résultats d'un essai de perméabilité à niveau variable peuvent fournir directement le niveau piézométrique local pendant cet essai (Schneebeli, 1954; Chapuis et al, 1981). D'après l'Eq.4, on peut tracer un graphique de la vitesse de descente de l'eau (dH/dt) dans le tuyau en fonction de la valeur moyenne de H pendant l'intervalle de temps dt. Si l'écoulement est stable, les points expérimentaux doivent s'aligner sur une droite dont la pente permet de calculer k. De plus, d'après [4], la vitesse (dH/dt) s'annule quand H = 0, ce qui parait évident. Graphiquement, ceci signifie que la droite expérimentale doit couper l'axe des H au point de différence de charge hydraulique (colonne d'eau) nulle. Et si l'on constate sur le graphique que l'intersection se produit en un point d'ordonnée H_0, alors H_0 est l'erreur commise lors de l'estimation du niveau piézométrique (NP).

Une telle erreur sur le NP estimé est indétectable avec la présentation conventionnelle (Eq.2) des résultats de ces essais. En effet, une erreur H_0, de type systématique, devient variable quand elle est incluse dans une fonction logarithmique et ne peut plus être détectée: cela explique qu'elle ait pu rester longtemps inaperçue. Mais dans l'Eq.4, qui est une transcription directe de la loi de Darcy, l'erreur H_0 est incluse dans une fonction de type linéaire, et son caractère systématique permet alors de la détecter.

Examinons à titre d'exemple les résultats d'un essai réel.

L'UTILISATION DE LA MÉTHODE DE VÉRIFICATION

Exemple d'essai d'un piézomètre:

Les différences entre l'interprétation conventionnelle et la méthode proposée sont illustrées par les Figs 5 et 6 établies pour un essai réel.

L'interprétation conventionnelle (Fig.5) est la suivante:

- résultats de qualité moyenne;
- la baisse rapide de H au début de l'essai est attribuée au fait qu'un équilibre n'a pas été atteint après l'addition rapide d'eau dans le tuyau du piézomètre;
- la baisse ralentie de H en fin d'essai est attribuée à un colmatage progressif des pores ($k_2 < k_1$, Fig.5).

Cette interprétation ne remet pas en question la position du niveau d'eau de référence donné par le piézomètre, niveau que l'on suppose piézométrique et situé à 1.40 m de profondeur.

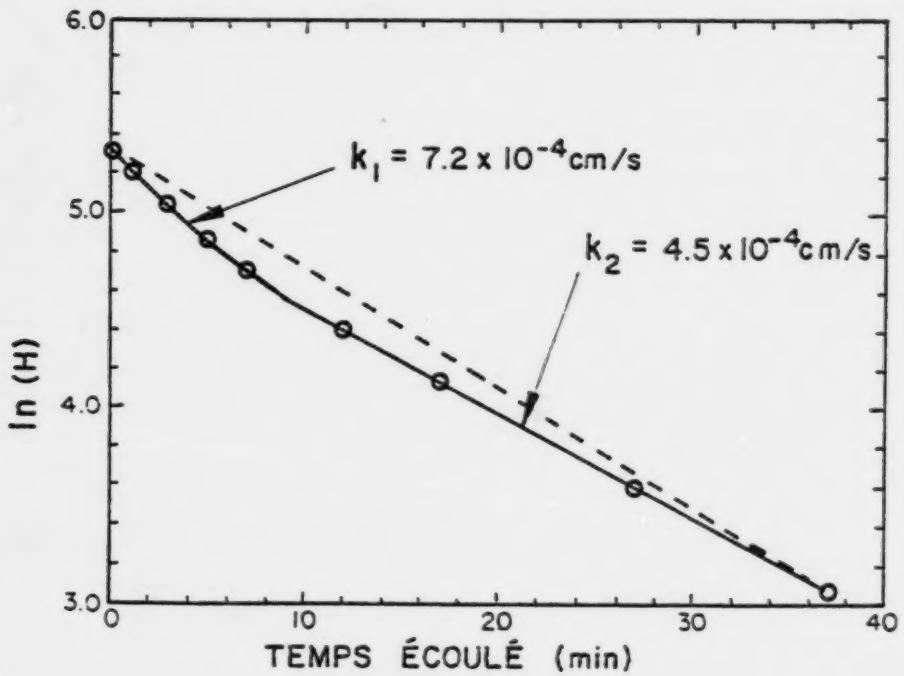


FIGURE 5: Interprétation conventionnelle des résultats d'un essai de perméabilité à niveau variable

L'interprétation des mêmes résultats expérimentaux par la méthode proposée (Fig.6) utilise la courbe des vitesses $\Delta H/\Delta t$ en fonction de la charge moyenne calculée pendant l'intervalle de temps Δt. Elle donne:

- résultats de bonne qualité qui suivent la loi de Darcy pendant la presque totalité de l'essai;
- le piézomètre donne un niveau d'eau qui est situé 45 cm plus bas que le vrai niveau piézométrique.

Cet exemple de cas réel illustre le mode d'emploi de la méthode pour vérifier si un piézomètre a été hydrauliquement scellé dans le terrain adjacent, et vérifier s'il existe un écoulement préférentiel à proximité du tuyau piézométrique.

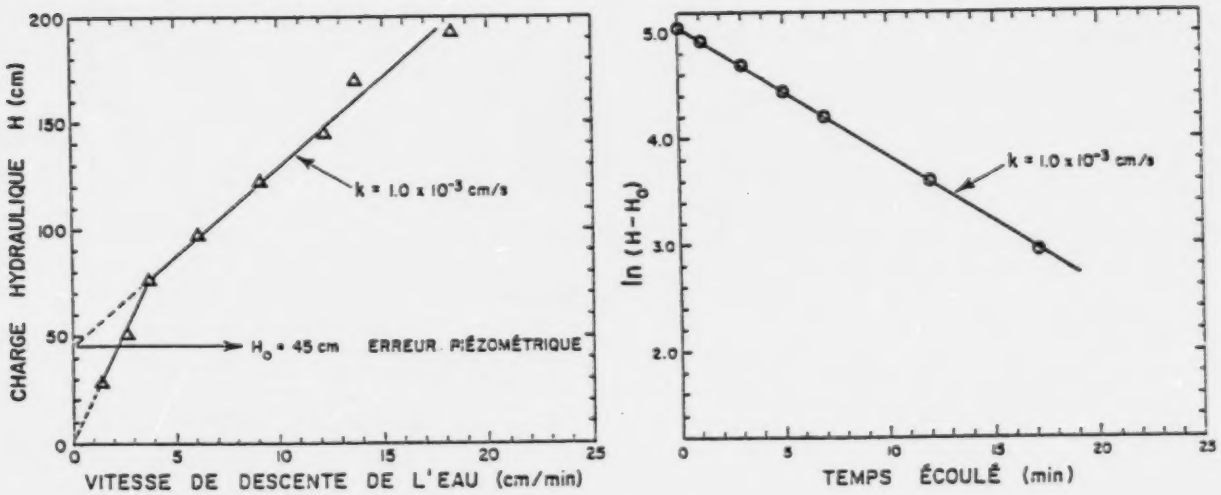


FIGURE 6: Illustration de la méthode proposée, appliquée aux résultats de la Fig.5: le piézomètre n'est pas correctement scellé et son niveau d'eau n'est pas un niveau piézométrique. Noter qu'après correction du niveau piézométrique, les deux graphiques (log conventionnel et proposé) donnent la même valeur de k.

Courbes typiques rencontrées et leurs interprétations:

Des courbes typiques de la vitesse de descente de l'eau versus la colonne d'eau sont reproduites (Fig.7) d'après Chapuis (1986) pour des essais effectués dans un piézomètre.

Le graphique A est typique d'un piézomètre correctement scellé. Il permet même de détecter que la 4ième mesure du niveau d'eau est erronée. En effet, si l'on calcule la vitesse moyenne entre la 3e et la 5e mesure, ce qui élimine la 4e, on obtient un point aligné avec les autres.

Le graphique B est typique d'un essai de perméabilité effectué dans un site avec un ou plusieurs aquifères à nappe captive. Au début de l'essai, le graphique des vitesses donne une ligne droite qui peut être extrapolée jusqu'à une valeur $H_0 = 0$. Quand la différence entre H et H_0 devient faible, un autre mode d'écoulement apparait: il correspond au débit de fuite parasite dans le terrain au long et au voisinage du tuyau. Le niveau d'eau dans le piézomètre se rétablit finalement à sa valeur initiale, et le fait que le piézomètre n'est pas scellé n'aurait jamais pu être détecté sur la présentation graphique ordinaire en logarithme (Eq.2, Fig.5).

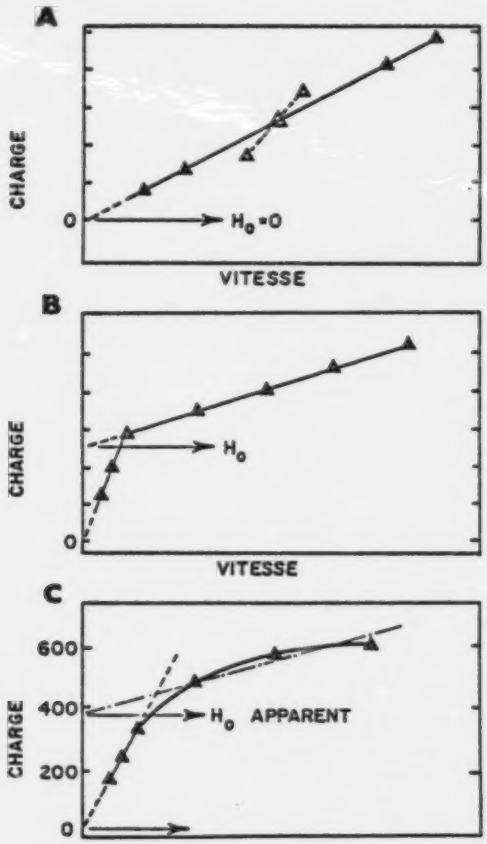


FIGURE 7: Courbes typiques du diagramme des vitesses: a) piézomètre parfaitement scellé; b) piézomètre incorrectement scellé donnant un niveau d'eau, pas un niveau piézométrique (erreur de 45 cm); c)cas de fracturation hydraulique (D'après Chapuis, 1986).

Le graphique C est typique d'un essai avec fracturation hydraulique. Un tel phénomène ne doit pas être associé à une quelconque rupture mécanique dans le sol. Il correspond simplement à une cassure du graphique "débit vs colonne d'eau", c'est-à-dire à une brusque augmentation du débit évacué dans le sol par des processus qui ne sont pas vraiment compris dans le cas des matériaux granulaires pour lesquels il est difficile d'imaginer l'ouverture de fissures analogues à celles que l'on observe dans les argiles (Lefebvre et al., 1981) ou les rocs.

Une règle simple applicable sur le chantier a été suggérée par Chapuis et al (1981) pour éviter le risque de fracturation hydraulique. Cette règle a été validée par une étude statistique d'une série d'essais ayant provoqué des "fracturations hydrauliques" dans trois types de sols (Chapuis et al, 1981).

Les diverses utilisations de la méthode proposée:

La méthode proposée est utilisable pour tout essai à niveau variable, effectué à partir d'un forage ou à partir d'un piézomètre. Elle a été employée pour plusieurs centaines d'essais (Chapuis et al., 1981) sur des sites de barrages et digues. Elle a été vérifiée également par une série d'essais en modèle réduit (Chapuis et al., 1986) réalisés en laboratoire dans une cuve de sable où l'on contrôlait parfaitement les conditions hydrauliques d'ensemble (gradients hydrauliques verticaux uniformes ascendants ou descendants). Dans tous les essais à niveau variable effectués à partir d'un forage (forage réalisé en respectant les conditions d'opération des normes BNQ), on a supposé que le niveau piézométrique était fourni par le plan d'eau situé au-dessus du dépôt de sable. En procédant ainsi, on simulait des conditions usuelles de chantier où l'on ignore a priori s'il existe des écoulements souterrains dans le massif et où l'on se réfère au niveau d'eau apparent du lac dans lequel on effectue le forage. Les résultats des essais ont donc été analysés par le graphique des vitesses de façon à déterminer l'erreur commise sur le NP estimé. On a constaté que, dans toutes les conditions d'essais, la correction obtenue par la méthode proposée est fiable et permet de connaître le niveau piézométrique local avec une bonne précision.

LES PIÉZOMÈTRES APPAREMMENT SCELLÉS MAIS DÉFECTUEUX

Un exemple et ses incidences sur divers autres paramètres:

Comme indiqué précédemment, le scellement hydraulique du piézomètre est extrêmement important, et son défaut provoque des erreurs hydrauliques ainsi que des erreurs chimiques. En pratique, l'espace annulaire autour du tuyau piézométrique doit être scellé à l'aide d'un matériau plus imperméable que ce sol. Pour ce faire, on utilise couramment de la bentonite en grains et des coulis bentonite-ciment.

Il existe cependant des cas où l'espace annulaire autour du tuyau a été scellé par plusieurs bouchons judicieusement implantés, mais où le piézomètre n'est pas hydrauliquement scellé, parce que le niveau d'eau qu'il indique n'est pas un niveau piézométrique.

A première vue, une telle situation parait anormale.

Pour l'illustrer, un cas réel va être considéré. Il s'agit d'un piézomètre installé sous un dépotoir, dans un aquitard (till) où règne un fort gradient hydraulique vertical descendant. Le trou de forage a été réalisé par une foreuse à percussion, la zone filtre développée à l'air sous pression, et l'espace annulaire autour du tuyau du piézomètre a été scellé à plusieurs niveaux par de la bentonite en grains et en surface par un coulis. Dans ce piézomètre, avaient été effectués un essai de pompage et un essai de perméabilité à niveau variable: le premier avait été interprété en régime transitoire (Cooper-Jacob) et en régime permanent (Horvslev); le second avait été interprété par la méthode conventionnelle de l'Eq.1. Il en résultait trois valeurs différentes de la conductivité hydraulique, dans un rapport de 1 à 6. Plus tard, l'interprétation de l'essai de perméabilité à niveau variable par le graphique des vitesses a fourni une nouvelle évaluation de k, avec l'indication que le piézomètre était incorrectement scellé, le niveau d'eau fourni étant en erreur de 28 cm sur le niveau piézomètrique local. En prenant ce niveau corrigé dans les calculs des autres essais (pompage et niveau variable) toutes les valeurs de k sont devenues égales à plus ou moins 12%.

Malgré le scellement à plusieurs niveaux du trou de forage, le piézomètre n'était pas hydrauliquement scellé. Il existait donc une communication privilégiée entre les aquifères: celle-ci, ne pouvant se faire à travers le matériau de scellement, devait donc se faire à proximité, dans un terrain naturel remanié par les opérations de forage.

La cause du défaut: le délavage des fines dû au forage:

Dans tous les projets de digues et barrages, on porte une grande attention aux risques d'érosion interne régressive, une cause majeure de rupture de ces ouvrages. En particulier, on limite les gradients hydrauliques à des valeurs inférieures à 0.15 ou 0.20 dans les sols naturels, et l'on interdit systématiquement les forages dans les noyaux étanches des barrages par crainte de la fracturation hydraulique et de ses conséquences concernant l'érosion interne. Pour mémoire, on entend par érosion interne le déplacement des fines particules d'un sol sous l'effet des forces hydrauliques de percolation: lorsque ce phénomène débute, il se produit des concentrations d'écoulement dans les zones délavées devenues drainantes, d'où une augmentation des forces hydrauliques qui entrainent progressivement des particules de plus en plus grosses, jusqu'à la ruine de l'ouvrage. Divers critères de résistance à l'érosion interne ont été proposés par Lubochkov (1969), Sherard et al. (1984a et b), Wittmann (1979) et Kenney et Lau (1985).

On n'a jamais accordé une grande importance à ce phénomène dans les forages hydrogéologiques, ni dans les forages géotechniques autres que ceux effectués dans le corps des barrages après leur construction. Et pourtant, la plupart des forages utilisent de l'eau sous pression, et

parfois de l'air sous pression, pour remonter les sédiments et aussi ameublir le terrain en avant du forage afin de faciliter la pénétration et améliorer le rendement en terme de coût par longueur forée.

Cette eau sous pression (ou l'air sous pression), crée dans les sols des gradients hydrauliques très supérieurs à ceux qui sont redoutés dans les barrages et de l'ordre de 1 à 1000: elle peut donc facilement produire l'érosion interne des sols traversés, ainsi que l'érosion externe directe des sols adjacents au tubage de forage. En particulier, si une moraine relativement imperméable est délavée, elle se transforme en sable et la bentonite en grains, pas plus que les coulis de ciment ne pourront pénétrer et sceller hydrauliquement ce sable qui constituera une colonne drainante pour les eaux souterraines dans la zone du forage.

Diverses conséquences du phénomène de délavage des sols sont bien connues dans le cas des forages géotechniques. Elles sont rappelées ci-dessous.

Exemples dans le cas de forages géotechniques:

Les forages géotechniques sont réalisés principalement par battage ou rotation d'un tubage, ou par rotation d'une tarière creuse. Les principaux objectifs de ces forages sont le prélèvement d'échantillons aussi peu remaniés que possible et la réalisation d'essais en place aussi peu affectés que possible par la technique de forage. L'échantillonnage et les essais font l'objet de diverses normes. En particulier, pour les essais de perméabilité en place (normes BNQ), seul le battage est permis, et le lavage du tubage doit être effectué par jets latéraux uniquement, avec une pompe à faible pression et fort débit. Il est bien connu que les jets d'eau verticaux ou en avant délavent les sols (Fig.8), et que les échantillons récupérés contiennent une partie délavée qui ne doit pas être considérée pour fins d'analyses, granulométriques en particulier.

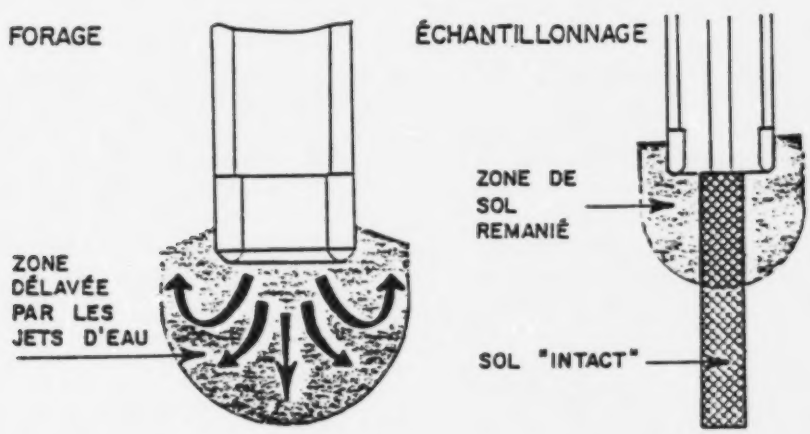


FIGURE 8: Délavage des sols en avant et sur les côtés du tubage pendant un forage géotechnique.

Lorsque l'échantillon de sol n'est pas séparé de sa partie délavée (parfois difficile à identifier visuellement), on trouvera que, dans un dépôt de sable homogène, plus la récupération sera faible, plus l'échantillon sera grossier (Fig.9). En fait, la proportion de matériau délavé sera d'autant plus importante que la récupération sera faible et la granulométrie du mélange "sol délavé + intact" sera d'autant plus erronée.

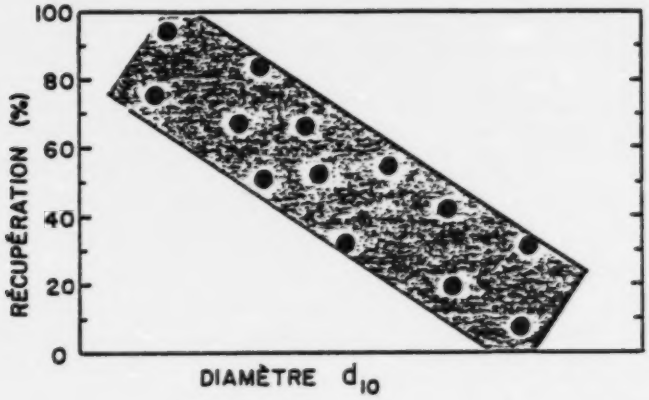


FIGURE 9: Influence de la zone délavée sur la granulométrie Valeur mesurée du d_{10} (utilisé dans les formules de type Hazen) en fonction du taux de récupération.

Exemples dans le cas de forages de puisatiers:

Les puisatiers utilisent diverses méthodes de forage: rotary, battage et percussion (cable tool), marteau fond-de-trou, etc., caractérisées par leur grande puissance. Le principal objectif de ces forages est le rendement en termes de coût par longueur forée. L'échantillonnage est considéré comme relativement peu important et on n'effectue que rarement des essais dans ces forages où la normalisation est pratiquement absente. Durant les opérations de forage en rotary, on utilise l'eau et fréquemment l'air sous pression pour remonter les sédiments, ameublir le terrain et le débarasser de ses particules fines afin d'en accroitre la perméabilité, ce qui favorise le rendement des puits. Il en résulte des risques élevés, voire une certitude de délavage des sols naturels tout au long d'un tubage. Dans le cas du forage en rotary, il est démontré (Schalla, 1986) que des puits de 4 pouces forés avec de l'air sous pression donnent des transmissivités plus grandes d'un ordre de grandeur en moyenne que les puits forés à l'eau seulement. Nous pouvons citer le cas d'un puits foré dans le roc à 105 m de profondeur sous 15 m d'argile, 6 m de sable silteux et 2 à 3 m de moraine de fond: durant le forage des sols, en rotary et à l'air, le seul piézomètre, situé à 20 m du puits, a craché de l'eau ainsi qu'un volume de plus de 500 litres de silt, tandis que la

surface du sol bouillonnait partout autour de la foreuse. Même une technique sans injection, comme celle de la foreuse à cable n'est pas à l'abri des risques de délavage: en effet, le nettoyage du tubage est obtenu par une trappe à sable qui, lorsqu'elle est ouverte, crée de forts gradients hydrauliques de succion qui aspirent le sol dans la trappe et délavent en même temps les sols adjacents de leurs particules fines. Il est cependant reconnu que la représentativité des échantillons est nettement meilleure dans les forages effectués par battage au cable que dans les forages en rotary (Mabilot, 1971).

Une autre phase du forage d'un puits implique également le délavage du sol: le développement. Son objectif principal est d'améliorer la productivité du puits en éliminant le plus possible les éléments fins qui occupent les espaces entre les grains plus grossiers. En termes géotechniques, il s'agit de provoquer l'érosion interne du matériau, qui créera des chemins drainants ainsi qu'une zone de sol filtre autour de la crépine. Diverses méthodes sont utilisables: surpompage, pompage alterné, pistonnage, développement pneumatique (air sous pression) et lavage par jets sous pression: toutes sont très efficaces pour déclencher l'érosion interne, même à grandes distances de la crépine.

Le résultat final des opérations de forage pour le piézomètre:

Suite aux opérations de forage avec injection d'eau et/ou d'air sous pression, dans un sol susceptible d'être délavé, le résultat final, après scellement du trou à la bentonite et au coulis de ciment, est illustré par la Fig.10.

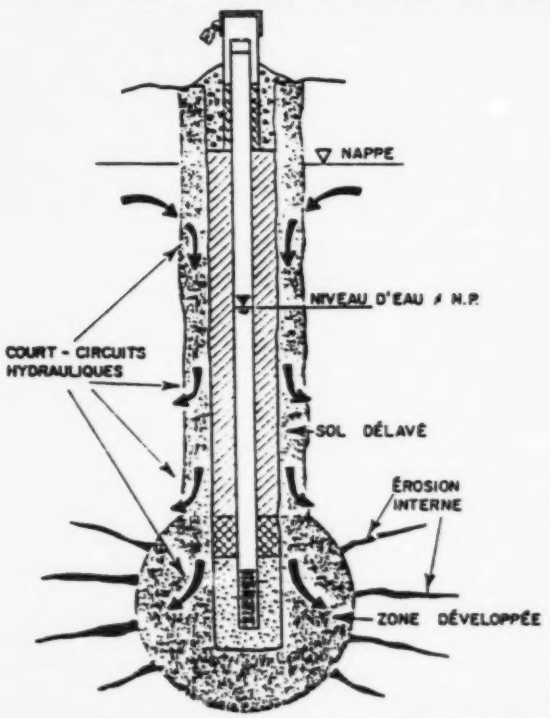


Figure 10: Résultat final des opérations de forage pour le piézomètre

Il existe un défaut de scellement hydraulique dans les sols adjacents au produit de scellement, ce dernier étant incapable de pénétrer un sable propre, qui serait le résultat du délavage d'une moraine relativement imperméable. Les eaux souterraines bénéficient alors d'un écoulement privilégié dans le matériau délavé, et il en résulte une erreur hydraulique (le niveau d'eau dans le tuyau ne sera pas piézométrique), et une erreur chimique (évaluation erronée du taux de contamination).

L'analyse théorique du court-circuit hydraulique entre deux aquifères:

Le court-circuit hydraulique de la Fig.10 peut être analysé théoriquement dans le cas de deux aquifères à nappe captive séparés par un aquitard qui a été délavé par les opérations de forage. Le schéma utilisé est celui de la Fig.11. Avant le forage, la charge hydraulique moyenne est H_1 dans l'aquifère supérieur et H_2 dans l'aquifère inférieur. Après forage, il existe une fuite de débit Q par les matériaux délavés, et les charges hydrauliques à l'entrée et à la sortie de l'aquitard sont H_{2e} et H_{2s} respectivement. On peut définir les trois paramètres a_i:

[8] $$a_1 = 2\pi K_1 \cdot b_1 / \ln(R/r_d)$$

[9] $$a_2 = \pi K_2 \cdot r_d^2 / b_2$$

[10] $$a_3 = 2\pi K_3 \cdot b_3 / \ln(R/r_d)$$

où K_i est la conductivité hydraulique de la couche No.i, b_i son épaisseur, r_d le rayon équivalent de la zone délavée et R le rayon d'influence de cette zone qu'on peut évaluer, en première approximation, entre 100 et 300 r_d dans les aquifères captifs.

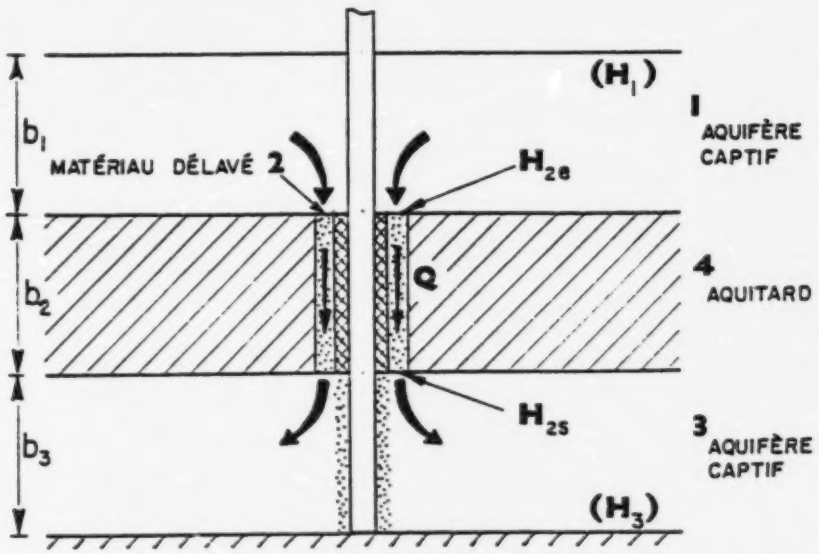


FIGURE 11: Schéma du court-circuit hydraulique entre deux aquifères.

En négligeant le débit qui traverse verticalement l'aquitard, les paramètres de l'écoulement parasite sont donnés par:

[11] $$Q = (H_1 - H_3) \;/\; \Sigma(1/a_i)$$

[12] $$H_{2e} = (a_1(a_2+a_3)H_1 + a_2 a_3 H_3) \;/\; \Sigma(a_i a_j)$$

[13] $$H_{2s} = (a_1 a_2 H_1 + a_3(a_1+a_2)H_3) \;/\; \Sigma(a_i a_j)$$

Dans ce cas particulier où $a_1 = a_3 = a$, on peut poser $a_2 = x \cdot a$, ce qui simplifie les équations en:

[14] $$Q = (H_1 - H_3) \cdot a \cdot x \;/\; (1+2x)$$

[15] $$H_{2e} = [(1+x) \cdot H_1 + x \cdot H_3)] \;/\; (1+2x)$$

[16] $$H_{2s} = [x \cdot H_1 + (1+x) \cdot H_3] \;/\; (1+2x)$$

Les variations de H_{2e} et de H_{2s} en fonction du rapport x sont montrées sur la Fig.12, avec la valeur asymptote égale à $(H_1 - H_3)/2$, soit la charge moyenne des deux aquifères dans l'état naturel avant forage. Il en résulte que l'erreur maximale d'un piézomètre mal scellé, dans ce cas particulier où $a_1 = a_3$, est de 50% de $(H_1 - H_3)$.

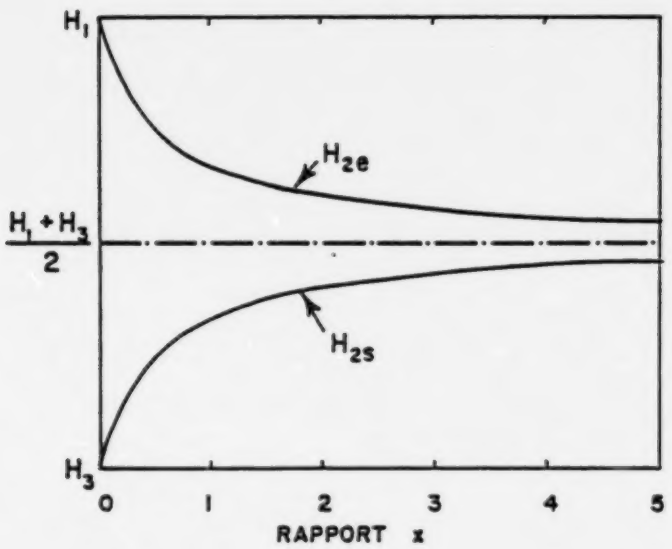


FIGURE 12: Variations de H_{2e} et de H_{2s} en fonction du rapport x

Le rapport des différences de charge:

[17] $$(H_{2e}-H_{2s}) / (H_1-H_3) = 1/(1+2x)$$

permet d'évaluer l'erreur sur le niveau piézométrique de part et d'autre de l'aquitard, et il est fourni par la Fig.13. Lorsque x = 2, par exemple, l'erreur est de 80% de l'erreur maximale, celle-ci étant commise lorsque l'on prend pour H_{2e} ou H_{2s} la valeur moyenne $(H_1+H_3)/2$ des charges dans les deux aquifères.

Les applications numériques des équations montrent que, dans le cas de matériaux stratifiés, il est facile de produire par délavage des sols des erreurs importantes.

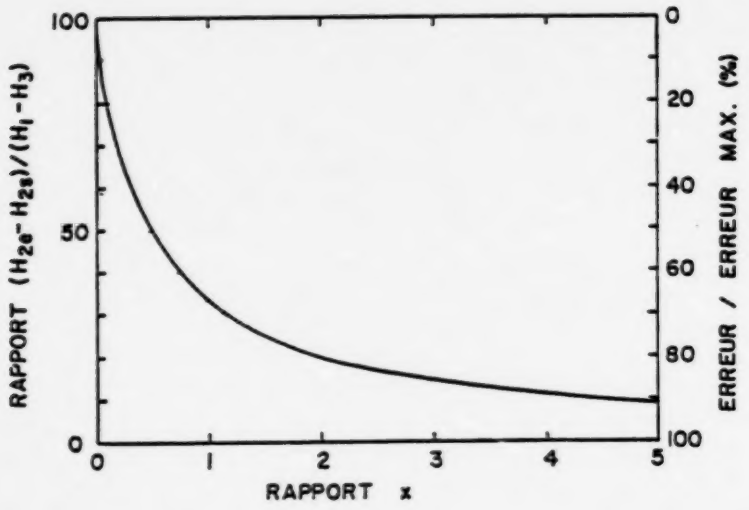


FIGURE 13: Rapport des différences de charge en fonction de x

LES AUTRES ERREURS DE TYPE HYDRAULIQUE

Parmi les erreurs hydrauliques autres que celle sur le niveau piézométrique, il y a des erreurs de mesures (temps, élévations, etc.) et des erreurs d'interprétation des essais d'eau. En particulier, dans le cas de régimes transitoires, des erreurs sont dues à l'ignorance des frontières de recharge ou des frontières imperméables, à l'ignorance des phénomènes de drainance, la durée des essais de pompage étant parfois insuffisante. La plupart de ces erreurs sont facilement évitables.

Un autre type d'erreur est lié au choix du point auquel la charge

hydraulique mesurée est attribuée: bien souvent, on suppose que le point de mesure correspond au centre de la crépine, alors qu'en fait, il correspond au centre de la zone filtre installée autour de la crépine. Les phénomènes mis en jeu autour d'un piézomètre hydrauliquement scellé dans un aquitard, sont illustrés par la Fig.14. Dans la zone filtre perméable, il ne se produit pratiquement pas de perte de charge, celle-ci se concentrant dans les bouchons. Par raison géométrique, la charge régnant partout dans la zone filtre est égale à la charge qui régnait initialement au centre de cette zone dans le sol naturel.

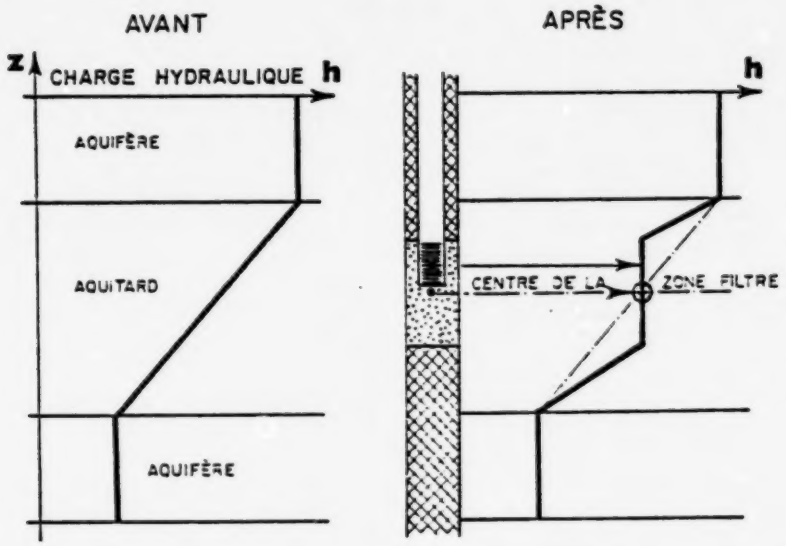


FIGURE 14: Pertes de charge hydraulique dans les bouchons et la zone filtre - cas d'un aquitard entre deux aquifères

Toute zone filtre a pour effet de niveler les différences locales de charge: il convient donc d'éviter les risques de court-circuits hydrauliques, qui seraient dûs à la variabilité des propriétés hydrauliques des matériaux à petite échelle, en limitant la longueur des zones filtres qui, selon nous, ne devrait pas être supérieure à un mètre.

Finalement, certains manuels suggèrent d'utiliser les matériaux naturels récupérés lors du forage pour remplir l'espace annulaire autour du tuyau piézométrique. Cette suggestion est appuyée par l'argument que l'utilisation de matériaux identiques à ceux déjà en place recrée les conditions initiales. En fait, cette pratique doit être déconseillée, d'une part parce que les matériaux récupérés ne sont que plus ou moins représentatifs des sols naturels, selon leur état de remaniement et de délavage, et d'autre part parce que ces matériaux sédimentent de façon différentielle lors de leur mise en place dans l'espace annulaire autour du tuyau, le résultat final étant hétérogène, et non représentatif des sols naturels que la méthode est censée reproduire.

LES ERREURS DE TYPE CHIMIQUE

Ces erreurs ont des origines diverses que nous pouvons retracer en suivant la séquence des opérations depuis le début du forage jusqu'au prélèvement de l'eau souterraine.

Dès le début des opérations de forage, il existe un risque de contamination directe de l'eau souterraine par les outils de forage (trépans, sabots, tubage, fluides pompés, ...) lorque ceux-ci ne sont pas "propres" compte tenu des polluants recherchés. Ce type d'erreur dépend du niveau de précision des analyses requises. On peut généralement l'éviter en nettoyant les outils à la vapeur ou à l'eau sous pression. Par contre, il nous semble difficile d'éviter la contamination par les huiles et graisses que les pompes transfèrent aux fluides de forage en quantités minimes, mais qui peuvent fausser certaines analyses chimiques.

Par la suite, il existe un risque d'erreur dans l'évaluation de la contamination si l'installation du piézomètre est défectueuse. C'est le cas des court-circuits hydrauliques (dûs à un scellement inadéquat, ou à une méthode de forage inadéquate) qui créent des chemins préférentiels directs entre la zone contaminée et l'aquifère à protéger. Ce type d'erreur est connu, mais il semble que l'on n'ait pas su jusqu'à présent comment le détecter et comment l'éviter. D'après notre expérience, cette erreur est très fréquente et à l'origine de nombreuses autres erreurs tant hydrauliques que chimiques.

Une fois le piézomètre installé, il peut se produire des réactions chimiques entre les matériaux utilisés (tuyau, crépine, joints, produits de scellement) et les polluants recherchés. Ce type d'erreur a fait l'objet de nombreuses études au cours des dernières années. Il existe des règles pour choisir les matériaux des tuyaux et des crépines. Par exemple, le PVC est inerte vis-à-vis de la plupart des produits chimiques, mais pas les colles à PVC: il en résulte que l'on doit utiliser du PVC uniquement à raccords vissés dans les cas de pollution. Et encore, le PVC ayant la propriété d'adsorber les traces d'éléments organiques, il est déconseillé de l'utiliser lorsque de tels éléments sont recherchés, les seuls matériaux autorisés aux USA dans ce cas étant un certain type d'acier inoxydable et le téflon. Quant aux fluides de forage, on sait que ceux-ci modifient toujours les conditions chimiques et biologiques de l'eau souterraine et des sols au voisinage des piézomètres (Gibb and Jenning, 1987). On sait également que certains coulis spéciaux à base de bentonite et de ciment sont utilisés en Europe pour construire des parois d'étanchéité ayant des propriétés spéciales d'adsorption à haute capacité de certains polluants.

Finalement, lors de l'échantillonnage peuvent se produire plusieurs erreurs liées à des techniques inadéquates: pompage intempestif dans le piézomètre et dégradation de son scellement ou de sa performance, pompage de l'eau stagnante dans le tuyau, modifications des équilibres chimiques lors des changements de pression d'eau ou lorsque l'eau est mise en contact avec l'air, etc.

RECOMMANDATIONS POUR ÉVITER OU MINIMISER CES ERREURS

Le but du présent article était d'étudier les diverses erreurs, tant hydrauliques que chimiques, associées aux piézomètres hydrauliques utilisés dans les études de contamination des eaux souterraines.

On a vu l'importance du coût des analyses chimiques. Leur qualité dépend de la qualité de l'échantillonnage, qui à son tour, dépend de la qualité d'installation du piézomètre. Cela illustre que les analyses chimiques et toutes leurs interprétations statistiques, effectuées selon des normes très strictes par du personnel très qualifié, sont extrêmement fragiles car elles sont situées, en termes de qualité, à la fin d'une suite d'opérations où il n'y a pas pratiquement pas de normes de qualité.

La situation est illustrée de façon caricaturale par la Fig.15.

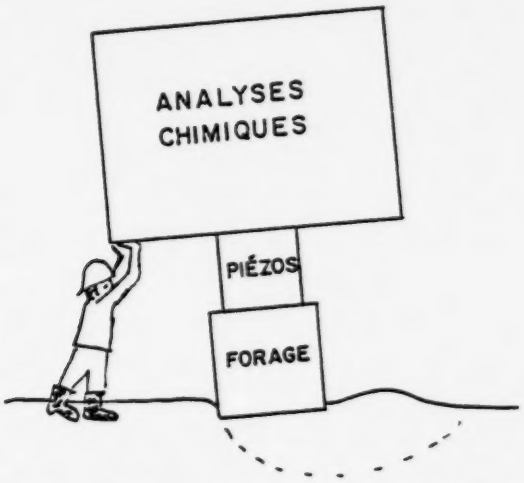


FIGURE 15: La fragilité de la qualité des analyses chimiques

Suite à cette étude portant essentiellement sur les erreurs de type hydraulique et la façon dont elles affectent les résultats des analyses chimiques, on peut faire diverses recommandations, limitées aux aspects hydrauliques uniquement.

- L'espace annulaire autour du tuyau piézométrique doit être scellé sur toute sa longueur, sauf vis-à-vis de la crépine. Les bouchons partiels et localisés sont déconseillés.
- Les techniques de forage doivent être choisies cas par cas: certaines doivent être évitées parce qu'elles délavent les sols naturels de leurs particules fines, avec pour conséquence la création de court-circuits hydrauliques au voisinage des matériaux de scellement.
- Les piézomètres ne devraient pas être développés comme des puits à cause des risques d'érosion interne et d'endommagement des sols naturels. On devrait se limiter à l'autodéveloppement par pompage modéré, c'est-à-dire avec un faible rabattement.
- Pendant l'échantillonnage, il faut éviter le surpompage et limiter

le rabattement. Il serait judicieux de ne pas installer de piézomètres pour échantillonnage dans les sols à faible perméabilité, qui sont des protections naturelles des aquifères, et que l'on risque d'endommager en imposant le prélèvement de quantités d'eau minimales pour fins d'analyses chimiques.

- Chaque piézomètre devrait être vérifié par un essai de perméabilité à niveau variable afin de savoir si le niveau d'eau qu'il donne est piézométrique ou non, et si les opérations de forage n'ont pas créé pour les contaminants une communication hydraulique privilégiée entre les aquifères.
- Finalement, dans un domaine en évolution très rapide et où tout problème se révèle très complexe, les géotechniciens et les hydrogéologues doivent chercher à renforcer leurs connaissances et leur savoir-faire pour améliorer la qualité des études de pollution.

L'objectif de ces diverses recommandations est évidemment de rendre plus fiables les résultats des analyses chimiques de pollution, comme indiqué sur la Fig.16.

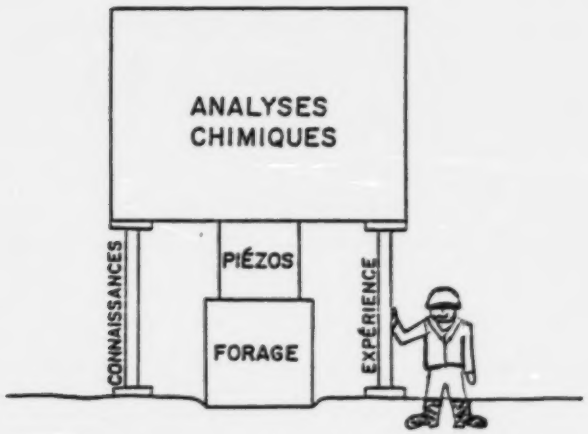


FIGURE 16: La minimisation des erreurs hydrauliques pour améliorer la fiabilité des résultats des analyses chimiques.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada qui a subventionné les travaux de recherche décrits dans cette publication, et Messieurs Georges Sayegh, Louis Sabourin et Gilles Wendling pour leurs contributions à ces travaux de recherche.

RÉFÉRENCES

BJERRUM, L., NASH, J.K.T.L., KENNARD, R.M. and GIBSON, R.E. 1972. Hydraulic fracturing in field permeability testing. Géotechnique, 22(2) pp.319-332.

BOERSMA, L. 1965. Field measurement of hydraulic conductivity below a water table. In Methods of Soil Analysis, Part 1, C.A. Black Editor, Agronomy No.9, pp.222-233. American Society of Agronomy, Madison, Wisconsin.

BRILLANT, J. 1966. La mesure in situ des perméabilités locales. Géotechnique, 3(1), pp.33-52.

BUREAU OF RECLAMATION 1977. Ground Water Manual. U.S. Department of the Interior. Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., pp.266-285.

Canadian Foundation Engineering Manual 1985, 2nd edition. The Canadian Geotechnical Society, p.47.

CHAPUIS, R.P. 1986. Determining whether wells and piezometers give water levels or piezometric levels. ASTM STP (in print) on Ground Water Contamination Field Methods.

CHAPUIS, R.P., PARÉ, J.J and LAVALLÉE, J.G. 1981. In situ variable head permeability tests. Proceedings of the Xth I.C.S.M.F.E., Stockholm, 1, pp.401-406.

CHAPUIS, R.P., SOULIÉ, M. et SAYEGH, G. 1986. Comparaison de divers essais de perméabilité dans un sable. Proceedings of the 39th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, pp.87-94.

FREEZE, R.A. and CHERRY, J.A. 1979. Groundwater. Prentice-Hall, 604p.

GIBB, J.P. and JENNING, K.V.B. 1987. How drilling fluids and grouting materials affect the integrity of ground water samples from monitoring wells. Ground Water Monitoring Review, 7(1), pp.33-42.

GIBSON, R.E., 1966. A note on the constant head test to measure soil permeability in situ. Géotechnique, 16(3), pp.256-257.

HORVSLEV, M.J. 1951. Time-lag and soil permeability in ground water observations. Bulletin 36, U.S. Army Eng. Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss.

KENNEY, T.C. and LAU, D. 1985. Stability of particle grading of compacted granular filters. Canadian Geotechnical Journal, 22(2), pp.215-225.

LEFEBVRE, G., PHILIBERT, A., BOZOZUK, M. and PARÉ, J.-J. 1981. Fissuring from hydraulic fracturing of clay soil. Proceedings of the Xth ICSMFE, Stockholm, 2, pp.513-518.

LEFRANC, E. 1936. Procédé de mesure de la perméabilité des sols dans les nappes aquifères et application au calcul du débit des puits. Le Génie Civil, CIX(15), pp.306-308.

LEFRANC, E. 1937. La théorie des poches absorbantes et son application à la détermination du coefficient de perméabilité en place et au calcul du débit des nappes d'eau. Le Génie Civil, CXI(20), pp.409-413.

LEHR, J.R. 1986. It may be too late. Water Well Journal, 40(9), pp.4-5.

LUBOCHKOV, E.A. 1965. Graphical and analytical methods for the determination of the internal filters consisting non cohesive soil (in Russian). Isveztia, VNIIG, 78, pp.255-280.

LUTHIN, DON KIRKHAM, 1949. A piezometer method for measuring permeability of soil in situ below a water table. Soil Science, 5 T.68, pp.349-358.

MABILOT, A. 1971. Les forages d'eau - Guide pratique. Technique & Documentation, Paris, 237p.

MANDEL, J. 1939. Note sur le calcul des infiltrations. Annales des Ponts et Chaussées, Juillet, pp.57-110.

MILLIGAN, V. 1968. Field measurement of permeability in soil and rock. ASCE Proc. of the Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., 2, pp.3-36.

NAVFAC DM7, 1974. Design Manual - Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

RAT, M., LAVIRON, F. and JOREZ, J.C. 1970. Essai Lefranc. Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, No. Special N, pp.56-66.

RAT, M. et LAVIRON, F. 1974. Mesures du coefficient de perméabilité par essais ponctuels. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp.179-182.

SCHALLA, R. 1986. A comparison of the effects of rotary wash and air rotary drilling techniques on pumping test results. Proceedings of the 6th National Symposium and Exposition on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring, Columbus, Ohio, 20p.

SCHNEEBELI, G. 1954. Mesure in situ de la perméabilité d'un terrain. Compte-rendus des 3ièmes Journées d'Hydraulique, Alger, pp.270-279.

SCHNEEBELI, G. 1966. Hydraulique souterraine. Eyrolles, Paris, 362p.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. and TALBOT, J.R. 1984a. Basic properties of sand and gravel filters. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 110(6), pp.684-700.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. and TALBOT, J.R. 1984a. Filters for silts and clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 110(6), pp.701-718.

TAYLOR, D.W. 1948. Fundamentals of soil mechanics. Chapman & Hall, London, p.194.

WEBER, W.G., 1968. In situ permeabilities for determining rates of consolidation. Highway Research Record, 243, pp.49-61.

WITTMANN, L. 1979. The process of soil filtration - its physics and the approach in engineering practice. Proceedings, 7th European Conference on Soil Mechanics, Vol.1, pp.303-309.

PANEL - SESSION II

PANEL - SESSION II

PRÉSIDENT DU PANEL: M. Georges Simard, MENVIQ.

MEMBRES DU PANEL : M. R. St-Germain, Environnement Canada.

M. J. Sarrailh, ingénieur chez Lavalin.

M. G. Ballivy, Professeur, Université de Sherbrooke.

Q. de: ?

La quantité d'eau d'infiltration à travers les membranes.

R. de: M. Lesage:

Concernant les eaux de surface qui sont filtrées à travers la membrane, on est présentement en train de faire l'étude sur leurs pompes à lixiviat. On n'a pas encore de données précises, puisque le site n'est en opération que depuis le mois de juin 1986. On a passé la période d'hiver où le lixiviat était peu important. On fait présentement des études pour s'assurer que le traitement est efficace et pour mesurer l'ampleur de nos infiltrations.

Q. de: M. Tremblay:

Sans avoir vu le schéma d'installation, d'après l'explication que nous avons eue, j'ai l'impression qu'on avait un système de drainage qui collecterait surtout les eaux de la nappe phréatique. Dans un système comme celui-là, compte tenu que s'il y a des fuites au niveau de la cellule, c'est quand même beaucoup plus faible en débit que ce qui peut être collecté, surtout s'il y a un dépôt de sable au-dessus de l'argile, je me demande donc comment fait-on pour interpréter ces résultats et être capable d'établir s'il y a des fuites ?

R. de: M. Lesage:

Les eaux de lixiviation à l'intérieur de la cellule devraient être strictement composées de l'humidité qui est contenue dans le déchet en décomposition, des précipitations soit de pluies ou de neige, ainsi que des eaux de ruissellement sur les pentes latérales. Nous n'avons pas les données suffisantes pour nous permettre de savoir s'il y a contamination de l'eau de la nappe ou s'il y a écoulement des eaux de lixiviation à travers la membrane. La seule façon de l'établir, est de comptabiliser le débit de lixiviation et l'humidité dans le déchet et le taux de précipitation. Il est évident que seules des variations importantes sous la membrane, peuvent nous indiquer s'il y a des pertes, puisque les autres paramètres sont comme les études de piézomètres; ce sont des paramètres qui sont estimés et qui ne sont pas calculables avec précision.

Q. de: M. Tremblay:

Quel matériau recommanderiez-vous pour le scellement des puits d'observation et d'échantillonnage ?

R. de: M. Chapuis:

Je pense que c'est une vaste question. Depuis deux ans, nous avons au moins une dizaine d'articles publiés sur les questions: Qu'est-ce qui est recommandable ? Quelles sont les réactions chimiques entre les produits de scellement et les contaminants éventuels ? Il semble, par exemple, que quand on utilise des coulis de bentonite-ciment, on peut avoir toutes sortes de réactions chimiques. On peut avoir d'abord la déshydratation due à la fluctuation de la nappe phréatique, et la fissuration. Il y a semble-t-il également des réactions chimiques donc, à l'extrême, il faudrait presque un dosage pour chacun des sites et avoir un matériau qui soit chimiquement résistant, pour garantir qu'un produit de scellement va rester un produit de scellement quand il est soumis à certains produits toxiques,

R. de: M. Chapuis (suite)

organiques ou inorganiques. J'ai l'impression que la question n'est pas résolue jusqu'à présent. Ce qu'on fait avec les boulettes de bentonite c'est relativement standard. Est-ce que ça fonctionnera encore dans 30 ou 40 ans, je ne peux pas vous le garantir.

Commentaire: N. Capozio:

Je pense finalement que M. Chapuis a touché le sujet en disant que chaque site a ses caractéristiques. Donc, un conseil à donner aux géotechniciens, c'est de prendre en considération les caractéristiques chimiques qui prévalent dans un site et, par conséquent, choisir le scellement approprié. Parce qu'il s'agit bien de choisir un scellement composé de bentonite ou d'autres coulis, en fonction du type de contaminant qu'on recherche. Avant de sceller les piézomètres, il faut donc avoir une idée de la contamination existante, afin d'éviter tout problème de cross-contamination ou, à la limite, de contamination.

Question:

Les commentaires de M. Simard sont inaudibles. Par contre, il est possible de comprendre qu'il fait allusion à l'enfouissement des déchets nucléaires à Pinawa au Manitoba, ainsi qu'à l'effet thermique sur la migration des contaminants.

R. de: M. Chapuis:

... Jusqu'à présent, on utilise surtout des piézomètres de 4 et 6 pouces. D'après ce que je vois, aux États-Unis, la tendance est plutôt d'utiliser des piézomètres de 2 pouces de diamètre. Et il existe des pompes qui entrent à l'intérieur de ces piézomètres et qui permettent de les pomper. À ce moment-là, les essais de pompage sont tout à fait indiqués pour voir quelle est la réponse, mais par contre, il faut avoir des piézomètres suffisamment proches les uns des autres, si on veut

R. de: M. Chapuis (suite)

faire une bonne interprétation, parce qu'interpréter uniquement le niveau d'eau dans le piézomètre que l'on pompe, ce n'est pas excellent comme essai.

R. de: ?

Pour utiliser le niveau d'eau dans le site d'entreposage, on demande de lire tous les piézomètres en périphérie du puits et de vérifier si régionalement, la perméabilité reste la même.

Question:

M. Cherry, vous qui êtes expert dans les piézomètres, avez-vous un commentaire à apporter ?

R. de: M. Cherry:

From a "water chemistry" perspective, there exists no ideal seal for monitoring wells and piezometers. Bentonite and grouts are both chemically reactifs. One should choose between the two based on site-specific considerations.

Q. de: M. Sarrailh:

Malgré les difficultés inhérentes à déterminer la perméabilité des sols à partir des piézomètres, est-ce qu'on aurait pas une meilleure méthode pour déterminer la perméabilité des sols in-situ, plutôt que de prélever un échantillon de 2 pouces de haut ?

R. de: M. Chapuis:

On serait enclin à penser que les essais en place devraient avoir plus de poids que les essais en laboratoire, en règle générale, ne serait-ce que parce qu'ils intéressent une zone déjà plus importante qu'un essai de laboratoire. Si on a un échantillon de 2 pouces de diamètre, c'est un petit échantillon. La seule restriction qu'on peut avoir, c'est que dans les essais

R. de: M. Chapuis (suite)

de perméabilité en place, même si on met une charge hydraulique relativement faible, on a des gradients à proximité de la crépine qui sont très élevés. Dans un essai de pompage typique, les gradients sont de l'ordre de 100 ou de 1 000 à peu près, ce qu'on aura jamais dans des conditions naturelles où les gradients sont généralement inférieurs à 0,5 à 1,0 dans la direction verticale, et dans la direction horizontale, on a souvent des valeurs de 10^{-2} à 10^{-4} cm/s. Alors, dans les essais de perméabilité en place, il faut travailler avec des gradients beaucoup plus élevés que ce qu'il y a sur le terrain et même plus élevés que ce qu'on aura en laboraotire. Personnellement, je tends à favoriser les essais en place avec relativement peu de charge hydraulique, ou alors essayer de minimiser les gradients pour essayer d'avoir des valeurs plus représentatives.

Q. de: M. Schneeberger:

Je serais aussi de cet avis, mais je posais une question par rapport à la question que j'ai posé ce matin au représentant du ministère de l'Environnement, c'est-à-dire, quand on parle de 10^{-8} cm/s sans plus de précisions, de quoi parle-t-on ? de perméabilité in-situ ? au laboratoire ?

R. de: M. Chapuis:

La perméabilité ou la conductivité hydraulique sont à mon sens, les paramètres les plus difficiles à mesurer et la preuve est qu'il n'existe pratiquement pas de normes pour les mesurer. La seule norme qui existe en laboratoire, c'est une norme ASTM pour les sables ou les sables-graviers qui ne contiennent pas plus que 10% de particules inférieures à 74 microns. Pour les essais en place, aux États-Unis, il n'existe aucune norme. Il n'y a qu'au Québec où il existe deux normes de perméabilité en place, et le Québec a fait un travail de pionnier dans ce

R. de: M. Chapuis (suite)

domaine. Par contre, actuellement l'ASTM est très active pour développer des standardisations des essais de perméabilité en place et en laboratoire, et il y a des équipes qui travaillent sur ces questions.

Question:

La question est inaudible.

R. de: ?

Au niveau local, une série de déterminations sur des piézomètres va donner un paquet de mesures ponctuelles. Il faut éviter évidemment toutes sortes d'erreurs possibles. Dans les essais de pompage, on a tendance à intégrer tout cela. Pour ma part, pour avoir une idée globale du comportement d'un site, du rendement et du confinement, etc., tout dépendant des conditions, je me fierais davantage à des essais de pompage plutôt qu'à des mesures ponctuelles faites sur un horizon d'un demi-mètre ou moins.

Q. de: M. Poulin:

J'ai l'impression que les recommandations que vous avez faites s'appliquent plutôt à des formations faiblement perméables. Est-ce que c'est vrai ?

R. de: M. Chapuis:

Le danger des méthodes de forage est l'entraînement de petites particules. Ça se produit effectivement quand on a des sols à granulométrie fine. Si on travaille dans des tills ou des tills argileux, on risque d'avoir un délavage des fines particules, et de se retrouver avec une zone équivalente à un sable qui va nous faire un conduit hydraulique. Donc, les techniques de forage et les méthodes de scellement sont relativement importantes dans les zones semi-perméables qui

R. de: M. Chapuis (suite)

sont finalement nos protections naturelles contre la contamination des aquifères qu'on veut protéger. Par contre, si on travaille dans un dépôt de sable-gravier, généralement on ne peut pas modifier sensiblement la perméabilité ou la conductivité hydraulique, quelle que soit la méthode de forage, à condition de faire un essai dans un piézomètre. Il ne s'agit pas de faire un essai dans un tube en rotation. Par exemple: du fait du forage, on aura beaucoup de fuites le long des tuyaux, les fuites seront prépondérantes mais disons qu'elles seront spécifiques aux matériaux.

Question:

Avez-vous fourni aux opérateurs et aux propriétaires de sites d'entreposage des critères précis qui vont leur permettre de décider s'il y a malfonctionnement des membranes ?

R. de: Mme Huppertz:

Dans le cas du projet de Gaz Métropolitain en 1983, il n'y a pas eu de programme élaboré pour un suivi. On était pionnier dans le domaine, c'est la première fois que ce fut réalisé. Nous avons tenté d'élaborer un programme, mais il n'est pas très en place. Nous faisons des analyses chaque année, il y a des essais de pompage qui sont effectués, mais on s'est uniquement basé là-dessus, il n'y a pas de cahiers de devis comme tels laissés aux propriétaires, ni dans le code 85. Je crois que ça va venir avec les prochains; c'était vraiment une étape expérimentale.

Question:

La question est inaudible, mais a rapport avec les brasques d'Alcan.

Réponse:

... Nous avions tout simplement creusé dans l'argile sans apporter de protection aux parois ... Je peux vous dire qu'il y a du lixiviat pollué dans cette cellule ...

Question:

La question est inaudible.

R. de: Mme Huppertz:

Depuis 1983, lors de la réalisation du premier bassin qui a été pompé en 1984 par la firme André Marsan qui a pu procéder à des travaux analogues chaque été, donc l'unité de traitement des eaux contaminées était en place, en 1985 sur le même terrain, en 1986 sur le terrain de l'ancien dépotoir de la Salle Coke, l'année prochaine je le souhaite sur le terrain de La Salle Coke, ce qui fait que cette eau-là a été menée à l'unité. Ce qui adviendra, advenant le cas que l'unité ne soit pas installée, je crois qu'il incombera à la firme Lavalin, à ce moment-là, d'y remédier.

Question:

Au dépotoir de Ville La Salle, le choix a été fait de deux couches d'argile et d'une géo-membrane en 1985. Est-ce que c'est pour des raisons seulement économiques, ou est-ce qu'il y a eu des considérations techniques ?

R. de: Mme Huppertz:

C'était des considérations techniques. On était à l'époque, à la fine pointe de ce qui se faisait en termes de la nature des contaminants présents, c'était des hydrocarbures. On a essayé essayé de trouver une toile qui résisterait à ces hydrocarbures, les couches d'argile sont venues ajouter une protection supplémentaire. Maintenant, à voir ce qui se passe aux États-Unis (comme on sait, on est un peu à la remorque de ce qui se fait aux États-Unis), alors, aujourd'hui, on opte de plus en plus

R. de: Mme Huppertz (suite)

pour la cellule à double membrane qui n'existait pas comme telle en 1983, du moins pas pour des sites contaminés aux hydrocarbures, mais peut-être pour des cas beaucoup plus complexes de radioactivité.

Question:

Quelle méthode est recommandée pour la mesure de la perméabilité verticale dans l'argile ?

R. de: M. Chapuis:

Je n'en connais pas. Quand on mesure in-situ, on mesure une perméabilité qui est à la fois verticale et horizontale, dépendant de l'isotropie des sols. Enfin, je n'ai pas de réponse. Il y a peut-être des chercheurs à l'Université Laval de Québec qui travaillent là-dessus, mais moi je n'ai pas de réponse.

Question:

La question est inaudible.

R. de: M. Chapuis:

Moi non plus je ne connais pas de réponse, je ne connais pas des essais en place. On peut faire des essais à partir de piézomètres type Géonor scellés, ou des essais à partir de sondes de perméabilité qui sont foncées en place ou des pressiomètres auto-foreurs. Cela donne des coefficients de perméabilité qui sont une moyenne entre l'horizontale et la verticale, mais qui sont essentiellement quelque chose d'horizontal. Pour mesurer une perméabilité verticale, les seules mesures qu'on connaisse c'est en laboratoire, et la plupart des argiles sont relativement peu anisotropes semble-t-il. Le rapport entre le K_h et K_v serait de l'ordre de 2, même dans les argiles de type varvé.

Commentaires: M. Côté:

J'avais un commentaire à faire concernant les présentations qui ont été faites aujourd-hui. Il existe présentement le "state of the art" concernant les connaissances en matière de contrôle de la contamination des eaux dans les sites d'enfouissement. C'est un système de double géo-membrane avec un système de captation de lixiviats et on a vu ce matin le Prof. Yong ainsi que M. Perrier qui nous ont montré rapidement à quoi cela pourrait ressembler, mais nous n'avons pas eu un conférencier qui est venu nous expliquer comment fonctionne ce système et à quelle sorte de performance on peut s'attendre d'un tel système. J'aimerais, s'il y avait d'autres conférences de ce type, que quelqu'un vienne nous renseigner sur cette technologie.

Commentaire:

Pour revenir sur la question des barrières géologiques, il est intéressant de voir que l'on sous-estime peut-être l'utilisation dans les argiles. Dans le cas des contaminants organiques en particulier, je crois que les travaux qui ont été faits par le Dr. Quigley sont intéressants, dans le sens ou les organiques sont très importants dû à leur influence sur la double couche et peut-être que si on utilise des membranes type bentonite, on aurait des difficultés, ce qui veut dire que nous avons peut-être une richesse que nous ne connaissions pas et qui sont nos belles argiles naturelles, les argiles glaciaires qui contiennent très peu d'alumino-silicates et donc sont inertes vis-à-vis de ce genre de matériel. On devrait exploiter cette richesse. Je sais que le Dr. Yong a aussi envisagé cette question. Je pense que si on utilise les barrières naturelles, les données historiques qu'on peut accumuler sur les bassins sédimentaires sont importantes si on est capable de justifier qu'effectivement ces données sont importantes. On devrait peut-être aussi tendre vers les critères de performance pour l'enfouissement. Performance, cela veut peut-être vouloir dire

Commentaire (suite)

si on met un site d'enfouissement, que voulons-nous ? Est-ce qu'on tolère x-contaminants ou on n'en tolère pas du tout ? Si on n'en tolère pas, alors on est très exigeant et on veut à ce moment-là prévoir pour non seulement 25 ans (pensons aux réservoirs d'essence qui sont enfouis dans les sols, vous savez que leur durée de vie est estimée à 50 ans, cependant il y a beaucoup de problèmes avec ces résrvoirs, en ce moment). C'est juste pour dire que si notre critère de performance est de ne pas contaminer, on va donc être plus exigeant et à ce moment-là, notre connaissance du milieu et notre capacité de prévoir à long terme est aussi intéressante.

FERMETURE DU SÉMINAIRE

NICOLA U. CAPOZIO, ing.
PRÉSIDENT, GROUPE GÉOTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Tous ensemble, nous venons de vivre une journée des plus agréables, et le moment de la fin de ce colloque est arrivée et vous savez qu'à toute bonne chose, il y a une fin.

Ce matin, lors de l'ouverture, je vous ai parlé de défis, et le message qui ressort des exposés techniques nous indique clairement que nous ne sommes plus face à l'inconnu, au moins à court terme, mais que nous avons commencé à cerner et à reconnaître les problèmes techniques associés à ce sujet. Et, en tant qu'ingénieurs et techniciens, nous nous sommes bien habitués à résoudre les problèmes. N'est-ce pas vrai? Donc, il y a plein d'espoir.

Cependant, il est aussi évident qu'il y a encore beaucoup de recherche fondamentale à accomplir, soit au niveau des interactions entre contaminants et barrières, soit au niveau de la reconnaissance de la fissuration dans l'argile, soit au niveau de l'instrumentation.

Je suis convaincu que la journée aura été des plus profitables en vue de nous faire accompiir un autre pas dans la bonne direction. Et n'oublions jamais que notre qualité de vie est l'enjeu pour cette bataille d'envergure.

Il ne me reste donc qu'à remercier les membres du comité organisateur pour leur excellent travail, en incluant les techniciens et les secrétaires, les conférenciers pour tout le temps qu'ils ont consacré à la préparation de leurs exposés sans oublier les présidents et les panelistes pour leur grand dévouement et la précieuse collaboration de M. Georges Simard du MENVIQ et naturellement vous tous pour la patience avec laquelle vous nous avez suivi tout au long de la journée.

Et maintenant, nous attendons beaucoup de vous tous.

Merci beaucoup et au revoir.
Thank you very much.

LISTE DES PARTICIPANTS

1. MONSIEUR BENOIT ALLEN
ADS ASSOCIÉS LTÉE

2. MONSIEUR RONALD ANDERSON
TECSULT

3. MONSIEUR YVES AUBIN
TEKNIKA

4. MONSIEUR ANDRÉ AUDET
GÉONOR INC.

5. MADAME FRANCINE AUDET
ÉTUDIANTE

6. MADAME MARTINE AUDET-LAPOINTE
SANEXEN INC.

7. MONSIEUR GILLES BACHAND
SOC. D'INGÉNIERIE CORBER/MONENCO

8. MONSIEUR GÉRARD BALLIVY
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

9. MADAME HÉLÈNE BARIL
ÉTUDIANTE

10. MADAME SUZELLE BARRINGTON
UNIVERSITÉ McGILL

11. MONSIEUR PIERRE BEAUDOIN
COGÉMAT INC.

12. MADAME DOMINIQUE BEAUDRY
ÉTUDIANTE

13. MONSIEUR BLAUDE BÉDARD
JOURNEAUX, BÉDARD & ASSOCIÉS

14. MONSIEUR GUY BÉLAIR
ZINC ÉLECTROLYTIQUE DU CANADA

15. MONSIEUR JACQUES BÉLANGER
UNIVERSITÉ LAVAL

16. MONSIEUR MARC BÉLANGER
ÉTUDIANT

17. MONSIEUR HAHREZ BENBELFADHEL
ÉTUDIANT

18. MONSIEUR MICHEL BERNARDI
CORPORATION TENSAR

19. MONSIEUR GILLES BERNIER
MENVIQ

20. MONSIEUR FRANÇOIS BHÉRER
ÉTUDIANT

21. MONSIEUR COLIN BILODEAU
MENVIQ

22. MONSIEUR JEAN-CLAUDE BLAIS
FONDEX LIMITÉE

23. MONSIEUR GILLES BLAIS
BEMALUX INC.

24. MONSIEUR RÉNALD BLANCHET
TERRATECH LTÉE

25. MONSIEUR MARC BOULÉ
LMB EXPERTS-CONSEILS

26. MONSIEUR JACQUES BOURBONNAIS
ROCTEST LIMITÉE

27. MONSIEUR YVON BOURDEAU
STELCO INC.

28. MONSIEUR MARC BRAZEAU
DÉSOURDY CONSTRUCTION LTÉE

29. MONSIEUR HUBERT N. BROSSEAU
INSPEC-SOL INC.

30. MONSIEUR RICHARD BROUILLET
CONSULTANT

31. MONSIEUR DONALD BRUELH
ADS ASSOCIÉS

32. MONSIEUR ALEXANDRE CABRAL
ÉTUDIANT

33. MONSIEUR NICOLA U. CAPOZIO
NCL ENVIROTEK INC.

34. MONSIEUR MARIO CADIEUX
LAROCQUE GÉOTEK INC.

35. MONSIEUR ANDRÉ CAMPEAU
VILLE DE MONTRÉAL

36. MONSIEUR DANIEL CHABOT
GÉOMINES

37. MONSIEUR LUC CHAMPAGNE
MENVIQ

38. MONSIEUR ROBERT CHAPUIS
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MTL

39. MONSIEUR UBALD CHARBONNEAU
CONSEILLER EN ENVIRONNEMENT

40. MONSIEUR MICHEL CHARRON
CHARRON & ASSOCIÉS

41. MONSIEUR FRANCIS CHENARD
SERVICE DE GESTION TEKNIKA

42. MONSIEUR JOHN CHERRY
UNIVERSITÉ DE WATERLOO

43. MONSIEUR ROLAND CHEVALIER
CONSULTANT

44. MADAME SYLVIE CHICOINE
GÉOLOGUE

45. MONSIEUR RONALD COLLETTE
ads ASSOCIÉS LTÉE

46. MONSIEUR VICTOR M. COSSETTE
BEMALUX INC.

47. MONSIEUR DANIEL CÔTÉ
ENVIRONMENTAL SYSTEMS CANADA

48. MONSIEUR JACQUES CÔTÉ
CÔTÉ INC.

49. MONSIEUR RICHARD CÔTÉ
SIMARD-BEAUDRY INC.

50. MONSIEUR STÉPHANE CÔTÉ
Z-TECH INC.

51. MONSIEUR GILLES DAOUST
ARMCO WESTEEL INC.

52. MONSIEUR ANDRÉ DASTOUS
UNIVERSITÉ DE WATERLOO

53. MONSIEUR JACQUES DASTOUS
MINISTÈRE DES TRANSPORTS

54. MADAME DOMINIQUE DECROIX
GÉOLOGUE

55. MADAME MARIE DE GROSBOIS
ÉTUDIANTE

56. MONSIEUR ROBERT DENIT
CÔTÉ INC.

57. MONSIEUR D. DESAULNIERS
TERRATECH LIMITÉE

58. MONSIEUR GUY DESAULNIERS
GUY LUSSIER INC.

59. MONSIEUR MARC DESCHÊNES
CIMENTS CANADA LAFARGE LTÉE

60. MONSIEUR JEAN W. DESJARDINS
CIMENTS CANADA LAFARGE LTÉE

61. MONSIEUR ROGER DES ROSIERS
GROUPE-CONSEIL ROCHE

62. MONSIEUR LOUIS DONOLO
PÉTRIFOND FONDATION CO. LTÉE

63. MONSIEUR CLÉMENT DROLET
MENVIQ

64. MONSIEUR MICHEL DROLET
HYDROGÉO CANADA INC.

65. MONSIEUR ROLAND DROUIN
FONDEX LTÉE

66. MADAME RUTH DROUIN
ADS ASSOCIÉS LTÉE

67. MONSIEUR GUY M. DUBOIS
CMA CHALIFOUR, MARCOTTE & ASS.

68. MONSIEUR ARTHUR DUQUETTE
GÉOLOGUE

69. MONSIEUR MARC DURAND
UQAM

70. MADAME MARIA ELEKTOROWICZ
ÉTUDIANTE

71. MONSIEUR ANDRÉ ÉMOND
SODEXEN INC.

72. MADAME VALÉRIE FILLION
ÉTUDIANTE

73. MONSIEUR PIERRE FRÉCHETTE
ÉTUDIANT

74. MONSIEUR BERNARD GAGNÉ
ÉTUDIANT

75. MONSIEUR JEAN W. GAGNON
PLASTALENE

76. MADAME ROSA GALVEZ
ÉTUDIANTE

77. MONSIEUR ROBERT GIGUÈRE
GÉOCONSEIL INC.

78. MONSIEUR FRANÇOIS GIROUX
ROUSSEAU, SAUVÉ, WARREN INC.

79. MONSIEUR SERVE GOULET
MENVIQ

80. MADAME MARYSE GOURDE
ÉTUDIANTE

81. MONSIEUR ROMUALD GUILLEMETTE
COGÉMAT INC.

82. MONSIEUR GUY GUILLEMINOT
MINÉRAUX NORANDA INC.

83. MONSIEUR YOUSEF HAMMAMJI
HYDRO-QUÉBEC

84. MONSIEUR EMMANUEL HAVYARIMANA
COLLÈGE AHUNTSIC

85. MONSIEUR JEAN HÉBERT
ÉTUDIANT

86. MONSIEUR EDWARD HOPPE
ÉTUDIANT

87. MADAME FRANÇOISE HUPPERTZ
LABEXPRESS INC.

88. MONSIEUR GUY JÉRÉMIE
SNC

89. MONSIEUR DANIEL JETTÉ
L.G.L. & ASSOCIÉS LTÉE

90. MADAME HANNA KARAZEWSKA
ÉTUDIANTE

91. MONSIEUR PHILIPPE KRICK
ZINC ÉLECTROLYTIQUE DU CANADA

92. MONSIEUR JACQUES LABBÉ
MENVIQ

93. MONSIEUR RAYNALD LACOULINE
HYDROGÉOLOGUE

94. MONSIEUR JEAN LAFLEUR
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MTL

95. MONSIEUR ROBERT LAPALME
BUREAU D'AUDIENCES PUBLIQUES
SUR L'ENVIRONNEMENT

96. MONSIEUR YVON LAPLANTE
MENVIQ

97. MONSIEUR F. LAPERRIÈRE
ENVIRONNEMENT CANADA

98. MONSIEUR ROBERT LAROCQUE
LAROCQUE GÉOTEK INC.

99. MADAME JOSÉE LAROSE
ÉTUDIANTE

100. MONSIEUR JEAN-ROBERT LAROUCHE
TECHMAT (1983) INC.

101. MONSIEUR PIERRE LAURIN
ÉTUDIANT

102. MADAME DENISE LEAHY

103. MONSIEUR DENIS LEBOEUF
ÉTUDIANT

104. MONSIEUR JEAN-LUC LECLERC
SABLIERE G.L. INC.

105. MONSIEUR RAYMOND LEDUC
FONDATEC INC.

106. MONSIEUR GUY LEFEBVRE
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

107. MONSIEUR PAUL LEFRANÇOIS
TECHNISOL INC.

108. MONSIEUR PIERRE LEGENDRE
DIMENSION ENVIRONNEMENT LTÉE

109. MONSIEUR RAYNALD LEMIEUX
LE GROUPE SNC

110. MONSIEUR MICHEL LESAGE
GESTION GROUPE INTERSAN

111. MONSIEUR JACQUES LOCAT
UNIVERSITÉ LAVAL

112. MONSIEUR GÉRARD LOMBARD
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MTL

113. MONSIEUR RALPH LUDWIG
UNIVERSITÉ McGILL

114. MADAME PAT LYTLE
ÉTUDIANTE

115. MONSIEUR RAOUF MALLOUH
ZINC ÉLECTROLYTIQUE DU CANADA

116. MONSIEUR SEAN MALONEY
UNIVERSITY OF ALBERTA

117. MONSIEUR JEAN MARCHAND
ÉTUDIANT

118. MONSIEUR RICHARD MARTEL
MENVIQ

119. MADAME ANNE MASSON
UNIVERSITÉ LAVAL

120. MONSIEUR EAN McDONALD
WATER & EARTH SCIENCE ASS. LTD.

121. MONSIEUR NOEL McFADDEN
MENVIQ

122. MONSIEUR BERNARD MESSIER

123. MONSIEUR YVES A. MIRON
ASS. INDUSTRIELLE LAVAL

124. MONSIEUR RICHARD MORIN
MON-TER-VAL INC.

125. MONSIEUR LUC MORISSETTE
GGM CONSULTANTS INC.

126. MADAME DIANA MOURATO
UNIVERSITÉ McGILL

127. MADAME DIANE MYRAND
ÉTUDIANTE

128. MONSIEUR MICHEL NOEL
ÉTUDIANT

129. MONSIEUR MICHEL OUELLET
ÉTUDIANT

130. MONSIEUR JEAN-MARC OUIMET
LABO. VILLE-MARIE INC.

131. MONSIEUR JEAN-GUY PAGEAU
CENTRE SPÉCIALISÉ EN TECHN.
MINÉRALE

132. MONSIEUR LOUIS PALAZZO
QIT - FER ET TITANE INC.

133. MONSIEUR GUY PAQUIN
FOURNIER, PAQUIN

134. MONSIEUR BERTIN PAULIN
STELCO

135. MONSIEUR ANDRÉ PELLETIER
ÉTUDIANT

136. MONSIEUR RAYMOND PERRIER
MENVIQ

137. MONSIEUR ORESTE PERSICO
PÉTRIFOND FONDATION CO. LTÉE

138. MONSIEUR RON PETERS
ÉTUDIANT

139. MONSIEUR PASCAL PFENDLER
ÉTUDIANT

140. MONSIEUR YVWAREE PHADUNGCHEWIT
ÉTUDIANT

141. MONSIEUR MICHEL PICARD
MENVIQ

142. MONSIEUR MARTIN POULIN
FORATEK

143. MONSIEUR JACQUES PROVENÇAL
GÉOCONSEIL INC.

144. MONSIEUR CLAUDE PROVOST
GÉOPHYSIQUE SIGMA INC.

145. MONSIEUR ROBERT QUIGLEY
UNIVERSITÉ DE WESTERN ONTARIO

146. MADAME MARIE-CLAUDE RABY
LES CONSULTANTS HGE INC.

147. MADAME COLETTE RAINVILLE
TECSULT INC.

148. MONSIEUR MOSAS RATIARSON
ÉTUDIANT

149. MONSIEUR CHARLES ROBILLARD
DOMAINE DE ROUVILLE INC.

150. MONSIEUR PETER ROSENBERG
LUPIEN, ROSENBERG & ASS.

151. MONSIEUR ALAIN ROULEAU
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI

152. MONSIEUR DENIS ROY
INSPEC-SOL INC.

153. MONSIEUR MICHEL ROY
LEMAY VICAN INC.

154. MONSIEUR LUC ST-ARNAUD
ÉTUDIANT

155. MONSIEUR RICHARD ST-GERMAIN
ENVIRONNEMENT CANADA

156. MONSIEUR LOUIS SABOURIN
ÉTUDIANT

157. MONSIEUR JACQUES SARRAILH
CNFS

158. MADAME CHANTAL SAVARIA
ÉTUDIANTE

159. MONSIEUR CHARLES SCHNEEBERGER
TECSULT

160. MONSIEUR RENÉ SCHREIBER
MENVIQ

161. MONSIEUR RICK SETTON
ENVIRONMENTAL SYSTEMS CANADA

162. MONSIEUR CHARLES SIMARD
LABORATOIRES OUTAOUAIS INC.

163. MONSIEUR GEORGES SIMARD
MENVIQ

164. MONSIEUR RICHARD SIWIK
CENTRE DE RECHERCHE NORANDA

165. MONSIEUR MARCEL SYLVESTRE
MENVIQ

166. MONSIEUR LOUIS TAILLON
INSPEC-SOL INC.

167. MONSIEUR JANIS TERAUDS
UNICAN SECURITY

168. MONSIEUR JOCELYN THÉBERGE
ÉTUDIANT

169. MONSIEUR GASTON THÉRIAULT
MENVIQ

170. MONSIEUR PIERRE THERRIEN
UNIVERSITÉ LAVAL

171. MONSIEUR RENÉ THERRIEN
ÉTUDIANT

172. MONSIEUR DENZEL THOM

173. MONSIEUR GORDON A. THOMPSON
INSPEC-SOL INC.

174. MONSIEUR DANIEL TOUSIGNANT
ÉTUDIANT

175. MONSIEUR FRANÇOIS TREMBLAI
TECHMAT (1983) INC.

176. MONSIEUR MARTIN TREMBLAY
MON-TER-VAL INC.

177. MONSIEUR SERGE TRIAR
ALCAN - JONQUIÈRE

178. MONSIEUR BERNARD TURCOTTE
LABO SM INC.

179. MONSIEUR PIERRE VACHON
BASF

180. MONSIEUR PIERRE VALLIÈRES
MENVIQ

181. MONSIEUR PIERRE VANNOBEL
ÉTUDIANT

182. MONSIEUR K.I. VERGHESE
ALCAN INTERNATIONAL LTÉE

183. MONSIEUR MOSTAFA ABDEL WARITT
ÉTUDIANT

184. MONSIEUR GILLES WENDLING
ÉTUDIANT

185. MONSIEUR RAYMOND N. YONG
UNIVERSITÉ McGILL